ISSN 0458-5860

BULLETIN DE LIAISON DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES

MINISTERE DE L'URBANISME, DU LOGEMENT,
DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE ET DES TRANSPORTS

Laboratoire central des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15 - Tél. : (1) 48 56 52 00 - Télex LCPARI 200361 F
Bulletin de liaison des LPC (extraits)

1987

Ce dossier regroupe l'ensemble des articles publiés dans les numéros 36, 72, 74, 125, 126, 127, 135 et 141 du Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées sur ce thème.

Présentation : S. Amar

Bull. n° 36 janv.-févr. 1969

- Pénétromètre électrique à mesure continue. Modification de la pointe pénétrométrique Gouda
  J.-F. Jézéquel, M. Pinel et G. Ravilly
- Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe
  J.-F. Jézéquel

Bull. n° 57 janv.-févr. 1972

- Enregistrement des caractéristiques pénétrométriques
  J.-F. Jézéquel, G. Hervé, G. Hingant et M. Pinel

Bull. n° 72 juil.-août 1974

- Adaptation de la pointe électrique LPC sur le bâti du carottier à piston stationnaire
  J.-P. Nazaret

Bull. n° 125 mai-juin 1983

Présentation : S. Amar

- Le pénétromètre dynamique
  E. Waschkowski

Bull. n° 126 juil.-août 1983

- Le pressio-pénétromètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer
  S. Amar, F. Baguelin et J.-F. Jézéquel
- Le pénétro-gammadensimètre
  J.-L. Ledoux, J. Ménard et P. Soulard

Bull. n° 127 sept-oct. 1983

- Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique
  M. Bustamante et L. Gianeselli

Bull. n° 135 janv.-févr. 1985

Présentation : F. Baguelin

- Les essais de pénétration des sols et la prévision du comportement des fondations profondes
  S. Amar et E. Waschkowski

Bull. n° 141 janv.-févr. 1986

- Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide de l'essai au pénétromètre statique
  S. Amar et A. Morbois

PRÉSENTATION

Samuel AMAR

Adjoint au chef de la Division
Géotechnique - Mécanique des sols - 1

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Les essais de pénétration connaissent depuis quelques années un regain d'intérêt. De notables progrès ont été accomplis tant dans le domaine technologique, que dans celui de l'interprétation des essais et de leur utilisation pour le dimensionnement des pieux.

Un effort de standardisation a été entrepris tant au niveau européen qui s'est concrétisé par la parution de Recommandations, qu'au niveau mondial puisque au prochain symposium international ISOPT 1 sur les essais de pénétration qui se tiendra en Floride en 1988, il est prévu la publication de recommandations internationales pour l'ensemble des essais de pénétration : pénétromètres statique, dynamique, SPT et Weight sounding.

A notre tour nous avons pensé utile de regrouper dans un seul thématique l'ensemble des articles que les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont consacré depuis vingt ans aux essais de pénétration.

Certains d'entre eux, quoique relativement anciens, n'ont rien perdu de leur actualité, et montrent s'il en était besoin que les Laboratoires des Ponts et Chaussées s'étaient penchés sur les principaux problèmes que soulèvent les essais de pénétration depuis bien longtemps, alors que les groupes de mécanique des sols étaient à peine naissants dans les Laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées.

Nous espérons que cette publication contribuera à mieux faire connaître les avantages, mais aussi les limitations des essais de pénétration.

Pénétromètre électrique à mesure continue

Modification de la pointe pénétrométrique Gouda

J. JEZEQUEL
Ingénieur

M. PINEL
Technicien Supérieur

G. RAVILLY
Assistant
Laboratoire Régional de Saint-Brieuc

AFIN d'améliorer les performances du pénétromètre statique Gouda de 10 t, il a été réalisé un appareil permettant une lecture de la résistance en pointe sans mouvement relatif pointe-fût.

L'incidence du mode d'emploi sur les résultats de la mesure du point de vue du mécanicien des sols est examinée par ailleurs (1).

Seule, la technologie de l'appareil modifié est décrite ici.

PRINCIPE

L'ensemble du matériel Gouda a été conservé dans son intégralité (groupe hydraulique, vérin et tubes de fonçage). Seule la pointe — appelée pointe électrique — a été modifiée (*fig. 1, 2 et 3*).

A la pénétration dans le sol, le peson est sollicité par la pointe. Comme il est buté en tête, il supporte une compression proportionnelle à l'effort de pointe F_p.

On fait deux hypothèses :

1 — on suppose que la charge F_p se distribue uniformément en tout point de la section S du peson.

Ceci est le point délicat de l'appareil. En raison du faible encombrement disponible (le diamètre des tubes Gouda est de 36 mm — section extérieure 1 000 mm², il n'était pas possible de placer des jauges en série, sur trois ou quatre faces par exemple, cela a été réalisé dans un appareil de plus grande dimension. Les jauges sont placées sur deux faces opposées du peson. Un excentrement de la charge (dû par exemple à la présence de blocs ou de galets dans le sol) conduisait sur les prototypes à des résistances en pointe nulles, voire négatives.

Le problème a été résolu par un allongement du guidage de la pointe dans le fourreau, ce guidage étant terminé par une rotule : des essais sous presse, avec excentrement de charge, ont donné alors toute satisfaction.

2 — on suppose que le matériau constitutif du peson est parfaitement élastique dans le domaine de contrainte qu'on s'impose de ne pas dépasser.

(1) *Cf. dans ce même Bulletin « les pénétromètres statiques - influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe » par* J. JEZEQUEL. (*p.* 151.)

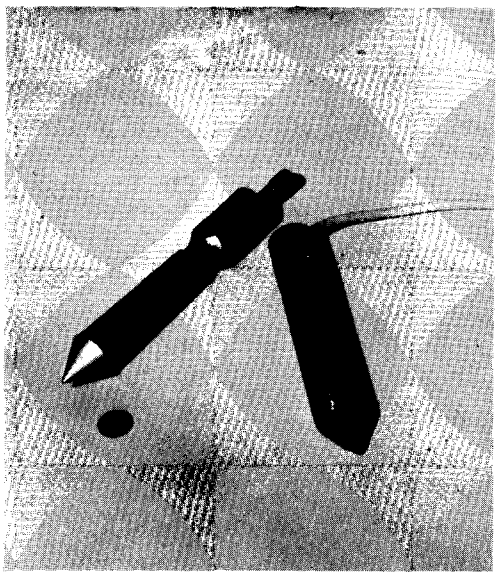


Fig. 1 - A gauche : pointe Gouda.
A droite : pointe électrique.

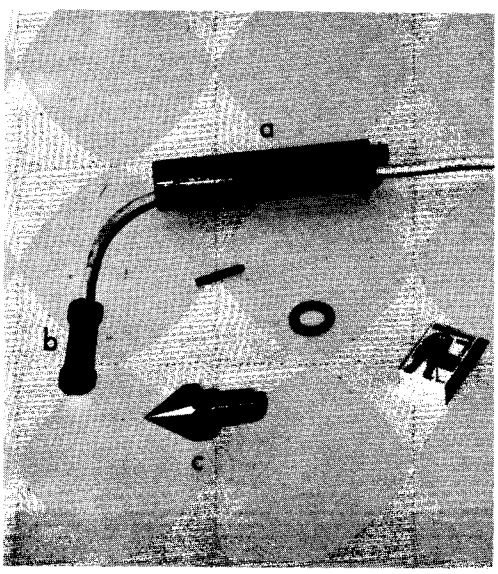


Fig. 2 - Pointe électrique démontée :
a) le fourreau ;
b) le peson ;
c) la pointe et le logement de la goupille de retenue.

Le peson est constitué d'un acier spécial au nickel-chrome dont la limite élastique dépasse 40 kg par millimètre carré. La section utile du peson étant de 100 mm² (102 mm² exactement), l'effort de pointe est par définition limité à trois tonnes, ce qui donne une sécurité suffisante par rapport à la limite élastique.

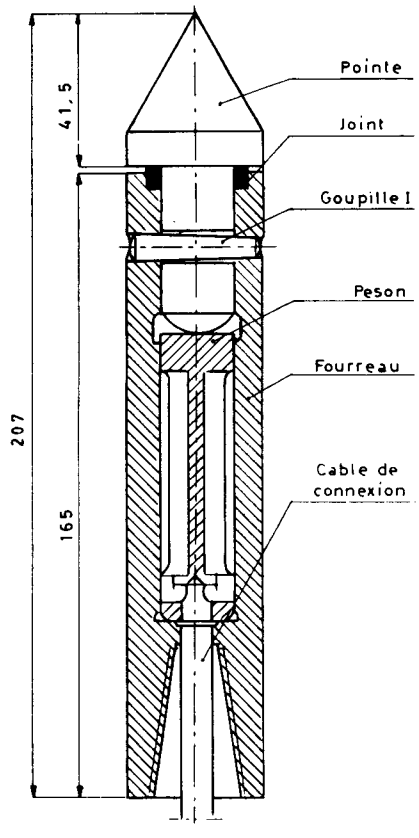


Fig. 3 - Coupe de la pointe électrique.

Afin de « briser » l'hystérésis de l'acier, le peson a été soumis, avant usage, à un grand nombre de cycles chargements-déchargements.

Moyennant ces précautions, on peut donc appliquer la loi de Hooke.

Soit :

- n la contrainte dans la section utile du peson,
- R_p la résistance en pointe que l'on cherche,
- S la section de pointe (10 cm²),
- s la section utile du peson,
- $-\frac{\Delta l}{l}$ le raccourcissement élastique du peson sous la sollicitation $F_p = S \times R_p$.
- E le module d'Young de l'acier.

On a donc :

$$n = E \frac{\Delta l}{l} = \frac{F_p}{S} = \frac{S}{s} . R_p$$

$$\boxed{R_p = E . \frac{s}{S} . \frac{\Delta l}{l} = K . \frac{\Delta l}{l}} \quad (1)$$

Les jauges de déformation permettant d'évaluer $\frac{\Delta l}{l}$, on en déduit donc R_p si l'on connaît K (soit par le calcul, soit par simple étalonnage).

REALISATION PRATIQUE DU PESON

Un montage 4 jauges en pont complet (jauges Tokio Soki PS5) placées 2 par 2 sur deux faces diamétralement opposées, permet d'obtenir une compensation automatique de température (*fig. 4 et 5*).

Les jauges 1 et 3 sont placées longitudinalement, les jauges 2 et 4 perpendiculairement à l'axe longitudinal du peson ce qui induit un déséquilibrage maximal du pont sous toute sollicitation de compression (raccourcissement des jauges 1 et 3 et allongement des jauges 2 et 4 par effet Poisson).

L'information donnée par le peson se présente sous la forme d'une variation relative $\frac{\Delta R}{R}$ de résistance, qui est reliée au raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l}$ par un coefficient K' tel que : $\frac{\Delta R}{R} = K' \frac{\Delta l}{l}$

D'où, avec la formule (1) :

$$\boxed{R_p = \left(\frac{K}{K'}\right) \frac{\Delta R}{R}}$$

La chaîne de mesure (*fig. 6*) est composée :

- du peson,
- d'un pont d'extensométrie Aoip (type B 21),
- d'un galvanomètre Sefram (type SP4 SD).

L'alimentation est fournie par deux piles de 1,5 volt placées en parallèle.

Le galvanomètre comportant 100 divisions, on peut afficher différentes sensibilités. Nous avons choisi les gammes :

- 0 - 3 000 kg (soit 6.800. 10^{-6} $\frac{\Delta R}{R}$ pour 100 divisions)

  soit 3 bars par division.
- 0 - 1 500 kg (soit 3.400. 10^{-6} $\frac{\Delta R}{R}$ pour 100 divisions)

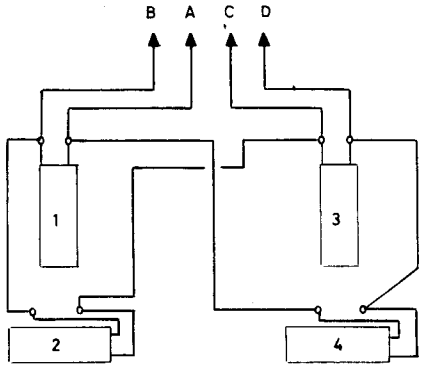


Fig. 4 - Schéma de câblage du peson.

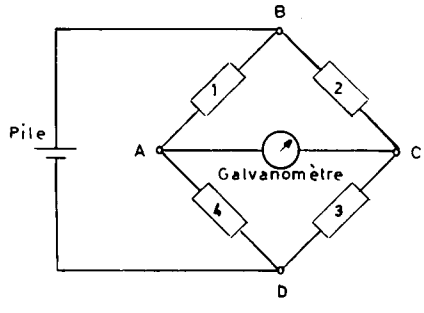


Fig. 5 - Principe de la mesure par pont de Wheatstone.

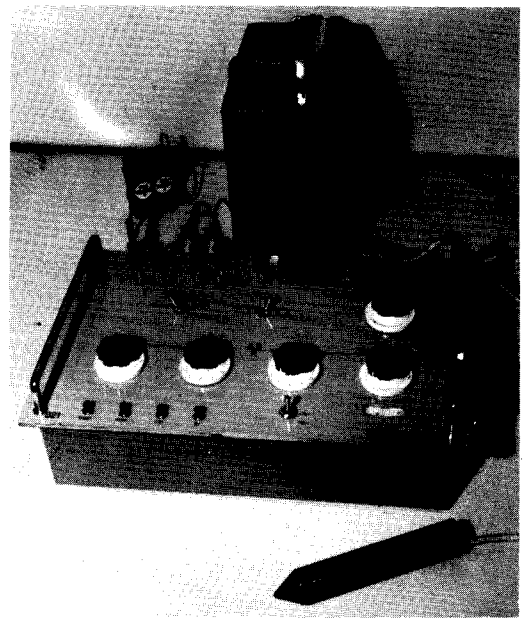


Fig. 6 - Chaîne de mesure.

— 0 - 750 kg (soit 1.700. 10^{-6} $\frac{\Delta R}{R}$ pour 100 divisions)

Les valeurs de $\frac{K}{K'}$, sont obtenues par simple étalonnage sous presse. La courbe d'étalonnage varie très peu au cours du temps (*fig.* 7). La fidélité et la précision des mesures sont donc très bonnes. La lecture se fait donc directement sur le galvanomètre par méthode d'élongation.

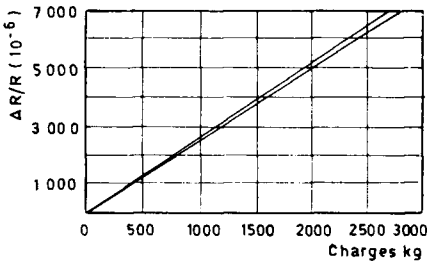


Fig. 7 - Courbes d'étalonnage du peson. Fourchette des résultats obtenus en deux ans.

CONCLUSIONS

Ce pénétromètre électrique, utilisé depuis deux ans au Laboratoire Régional de Saint-Brieuc, donne satisfaction.

La possibilité d'enregistrement automatique de la résistance en pointe (et de l'effort total par un procédé similaire) n'a pas été envisagée, notre zone d'action ne se prêtant pas à l'utilisation intensive du pénétromètre statique.

J. JEZEQUEL
Ingénieur
Laboratoire Régional de Saint-Brieuc

les pénétromètres statiques

influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe

L'ESSAI au pénétromètre statique peut sembler, à première vue, être totalement indépendant du mode d'emploi. Alors que, par exemple, les essais de laboratoire sur échantillons intacts sont tributaires de toute une série de manipulations, l'essai au pénétromètre statique peut séduire par son aspect purement mécanique :

par un procédé quelconque, on descend dans le sol vierge une pointe dont on enregistre, par une méthode appropriée, la résistance à l'enfoncement.

Néanmoins, il paraissait intéressant d'évaluer l'influence de certains paramètres sur la mesure de la résistance de pointe, étant donné les divergences des conclusions auxquelles aboutissaient différents expérimentateurs (voir bibliographie). Aussi notre propos n'est pas d'apprécier tel ou tel appareil, mais d'essayer de montrer la difficulté de l'exploitation immédiate et précise d'un essai dont la mise en œuvre est apparemment simple.

La base de l'étude consiste à comparer le pénétromètre Gouda classique à l'appareil modifié — le pénétromètre électrique — qui est décrit dans la rubrique « Informations » de ce bulletin *.

Nous supposerons que les paramètres secondaires qui peuvent intervenir sont parfaitement maîtrisés ; c'est-à-dire, par exemple, que les manomètres ou les pesons sont correctement étalonnés, qu'il n'existe pas dans le pénétromètre Gouda classique de frottements parasites ni de flambage des tiges dans les tubes, etc.

PRINCIPES DES MESURES

Pénétromètre Gouda *(fig. 1 et 2)*

La pointe est poussée seule sur une longueur h_1 (généralement de 4 cm) par l'intermédiaire de tiges rigides qui coulissent, sans frottement, dans un tube de revêtement.

* « Pénétromètre électrique à mesure continue » par MM. Jézéquel, Pinel et Ravilly, p. 17.

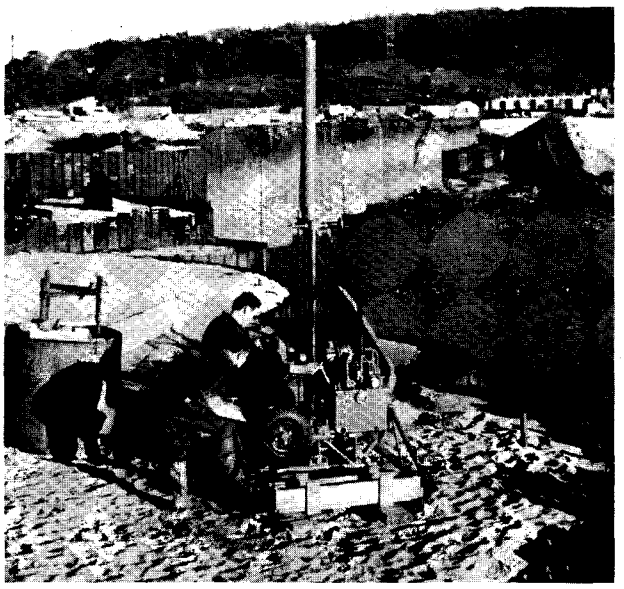


Fig. 1 - Pénétromètre Gouda

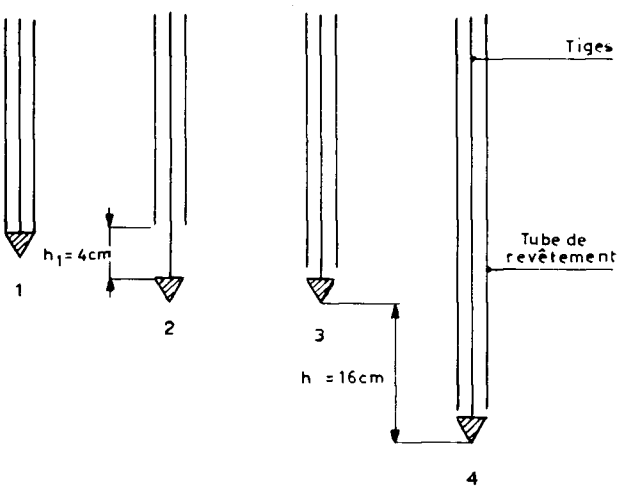


Fig. 2 - Principe du pénétromètre Gouda

L'effort de fonçage est obtenu par un vérin qui agit sur les tiges (ou les tubes) par l'intermédiaire d'une chambre de compression sur laquelle sont branchés deux manomètres de sensibilité différente.

En poussant la pointe seule, on enregistre donc l'effort de pointe qu'il faut corriger du poids des tiges surmontant le cône.

En phase 3, on ramène les tubes au niveau du cône sans effectuer de mesure. Puis — en phase 4 — on pousse l'ensemble tiges-tubes sur une longueur h_2 (généralement de 16 cm), ce qui donne l'effort total d'enfoncement ; d'où l'effort latéral par différence entre les opérations 4 et 2.

La lecture de la résistance en pointe par manomètre est assez peu précise.

Pour la course de $h_1 = 4$ cm, l'aiguille du manomètre peut osciller de façon non négligeable. On convient de prendre comme résultat le maximum de la lecture sur ces quatre centimètres.

Les manomètres utilisés sont en général de 0 - 100 bars et 0 - 600 bars. Dans les argiles molles, des manomètres plus sensibles (0 - 25 ou 0 - 50 bars) ont été utilisés.

La précision de la mesure est de l'ordre de $\pm$ 2 bars dans les argiles molles. C'est pourquoi on sera contraint de comparer des moyennes de résistance en pointe sur un profil (et non pas à comparer entre eux des résultats à un même niveau).

Suivant la nomenclature proposée par M. Parez [1], il s'agit donc d'un appareil à « cône mobile et transmission par barres ».

Pénétromètre Gouda modifié ou pénétromètre électrique

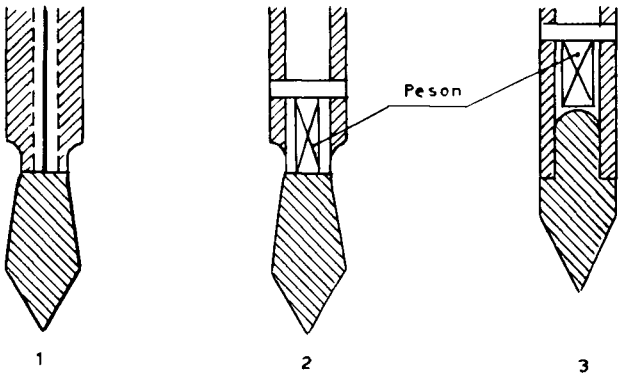
Tout en conservant les qualités propres au pénétromètre Gouda qui sont la robustesse, la relative maniabilité et le rendement élevé, nous avons modifié la technique de mesure en adaptant en pointe un peson à jauges de déformations. Il s'agit d'un pénétromètre à mesure continue. Le pénétromètre Sol-Essais (Parez) très répandu en France, se classe dans la même catégorie, mais la mesure se fait par pression d'huile.

Les deux pénétromètres, Gouda et électrique, ont le même diamètre (Ø 36 mm, soit 10 cm² de section). Un appareil électrique de plus grande section (Ø 60 mm soit 28 cm² environ de section) a été réalisé mais les résultats des essais ne sont pas encore exploités.

Dans certains cas, nous avons expérimenté un appareil composite que nous appellerons « Gouda-électrique » : la pointe Gouda met en butée un peson à jauge (le même d'ailleurs qui sert à l'appareil électrique proprement dit).

On a donc schématiquement trois appareils *(fig. 3)*.

1. L'appareil Gouda classique (à mouvement relatif fût-pointe).



1. Gouda classique, 2. Gouda électrique, 3. Pénétromètre électrique.

Fig. 3 - Schéma des trois pénétromètres.

2. L'appareil Gouda électrique (sans mouvement relatif fût-pointe).

3. Le pénétromètre électrique.

La différence entre 1 et 2 donne l'influence du mouvement de la pointe par rapport au fût.

La différence entre 2 et 3 donne l'influence de la géométrie de la pointe.

De plus, l'influence de la vitesse de fonçage a été étudiée.

L'influence des paramètres ci-dessus étant fonction du terrain, des essais ont été réalisés dans différents sols-types.

RESULTATS PAR SOL-TYPE *

Argile molle

Il s'agit d'argile molle post-glaciaire approximativement à sa limite de liquidité (W_L = 70) et de masse volumique γ_d de 0,9 g/cm³.

Les valeurs moyennes sont les suivantes :

		Site de Cran *(fig. 4)* Rp	**Site de Redon** *(fig. 5)* Rp
1. Electrique lent	1cm/5 s	3,12	3,19
2. Electrique rapide	10 cm/5 s	4,22	4,61
3. Gouda lent	1cm/5 s	6,59	5,84
4. Gouda rapide	10 cm/5 s	7,53	7,34
5. Gouda électrique rapide	10 cm/5 s	5,53	

Dans l'argile, la résistance augmente avec la vitesse, phénomène souvent mis en évidence.

Il semble cependant exister une vitesse critique au-delà de laquelle la résistance en pointe n'augmente plus avec la vitesse. Dans un cas nous avons même trouvé une décroissance de la résistance en pointe lorsque la vitesse dépassait une certaine limite, d'ailleurs très élevée (de l'ordre de 6 à 8 cm/s) par rapport aux vitesses couramment utilisées.

Le pénétromètre Gouda donne une résistance près de deux fois supérieure au pénétromètre électrique. Ce résultat est dû, semble-t-il, environ pour moitié au frottement sur la pointe (frottement à l'arrière de la jupe de la pointe Gouda) et environ pour moitié à l'influence du mouvement alternatif de la pointe par rapport au fût. Dans l'appareil Gouda, il est probable que des cisaillement parasites se manifestent à l'arrière du cône au moment où celui-ci est poussé seul au-devant du fût.

Argile raide.

Les valeurs moyennes notées sur le site sont les suivantes :

		Site de Loutehel *(fig. 6)* Rp
1. Electrique lent	1 cm/5 s	30,60
2. Electrique rapide	10 cm/5 s	24,56
3. Gouda lent	1 cm/5 s	38,91
4. Gouda rapide	10 cm/5 s	39,49

L'influence de la vitesse est moins nette que dans les argiles molles.

Le pénétromètre Gouda donne toujours un résultat supérieur au pénétromètre électrique, mais la différence est moins marquée (30 à 60 % uniquement). Cela tient peut-être à la nature même de l'argile qui reflue moins à l'arrière de la pointe que les argiles molles (hypothèse déjà avancée par Thomas [2]).

Devant la dispersion de nos résultats sur ce site (hétérogénéité probable), on se gardera d'une extrapolation hâtive à toute argile raide.

Silt saturé.

Il s'agit d'un matériau lâche, peu pollué (indice de plasticité Ip = 12 à 15, $\gamma \simeq 1{,}8$, $\gamma_d \simeq 1{,}4$).

		Site de Plancoët *(fig. 7)* Rp
1. Electrique lent	1 cm/5 s	4,67
2. Electrique rapide	10 cm/5 s	4,11
3. Gouda lent	1 cm/5 s	9,37
4. Gouda rapide	10 cm/5 s	7,52
5. Gouda électrique rapide	10 cm/5 s	5,87

* La résistance en pointe, en fonction de la profondeur, est indiquée en bars, sur les figures 4 à 9. Les résistances en pointes, données dans le texte, sont les moyennes arithmétiques de l'ensemble des résultats du sondage.

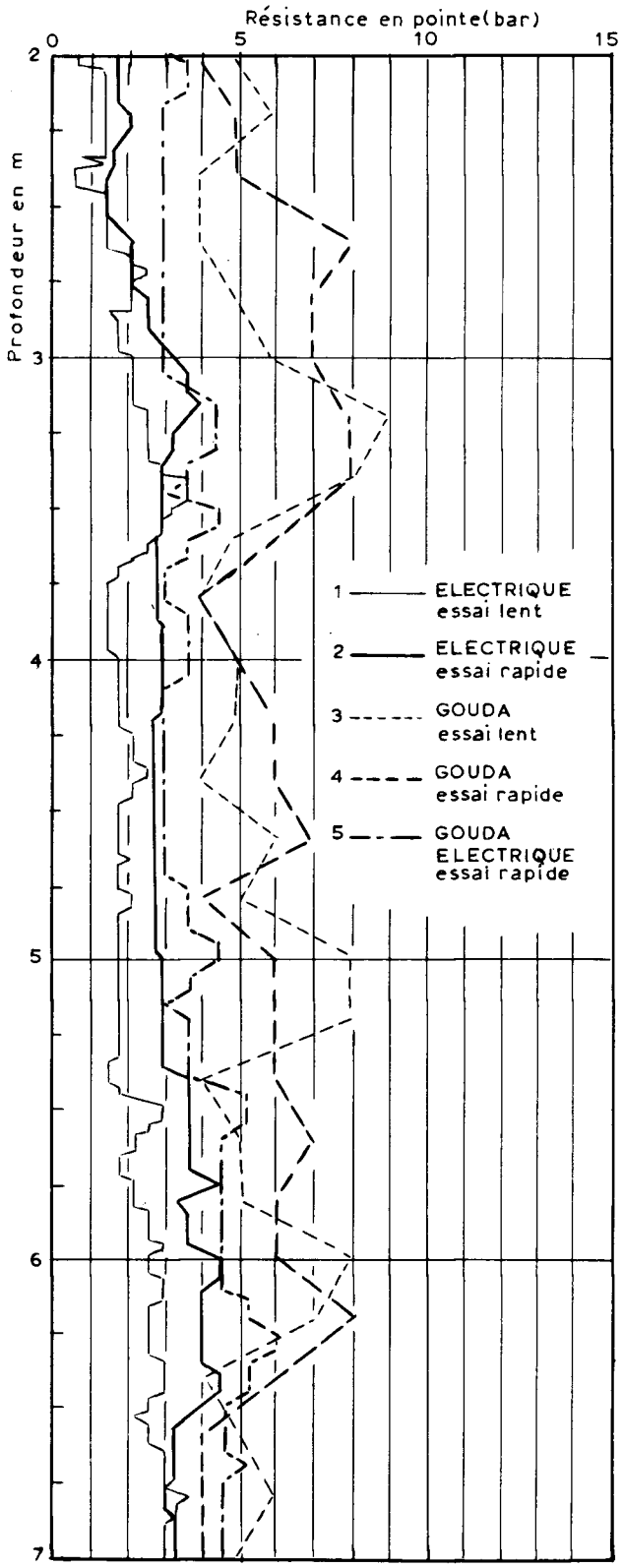


Fig. 4 - Argile molle - Site du Pont de Cran (Morbihan).

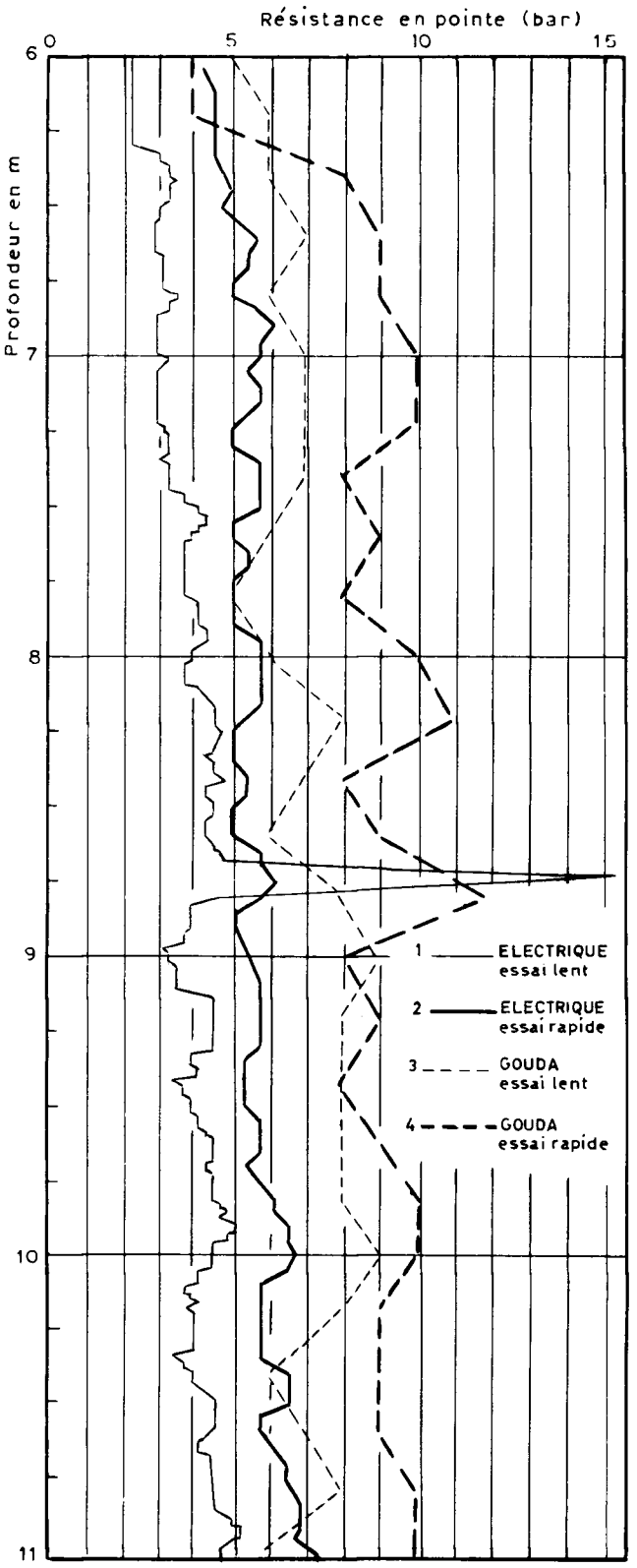


Fig. 5 - Argile molle - Redon (Ille-et-Vilaine).

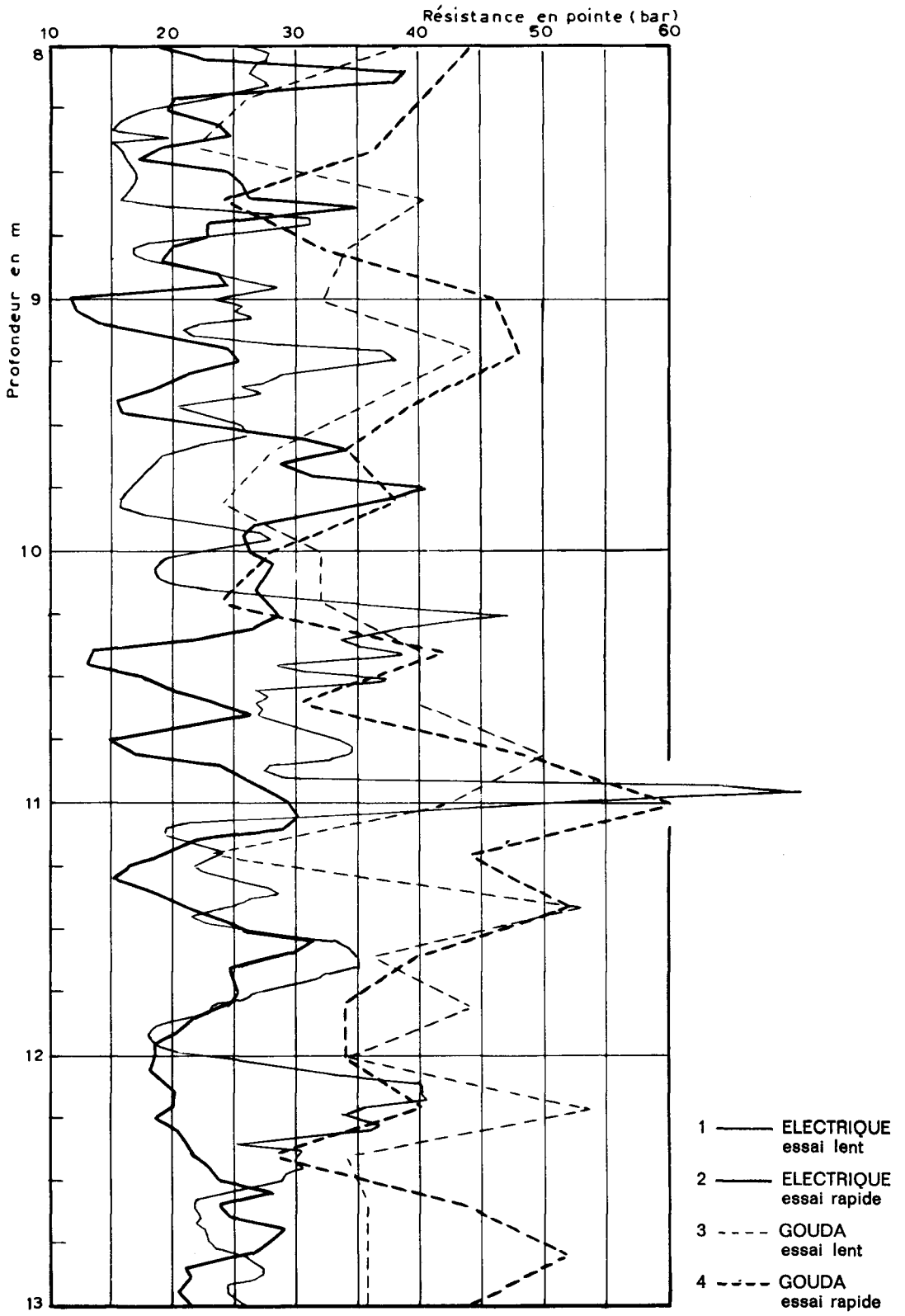


Fig. 6 - Argile raide - Loutehel.

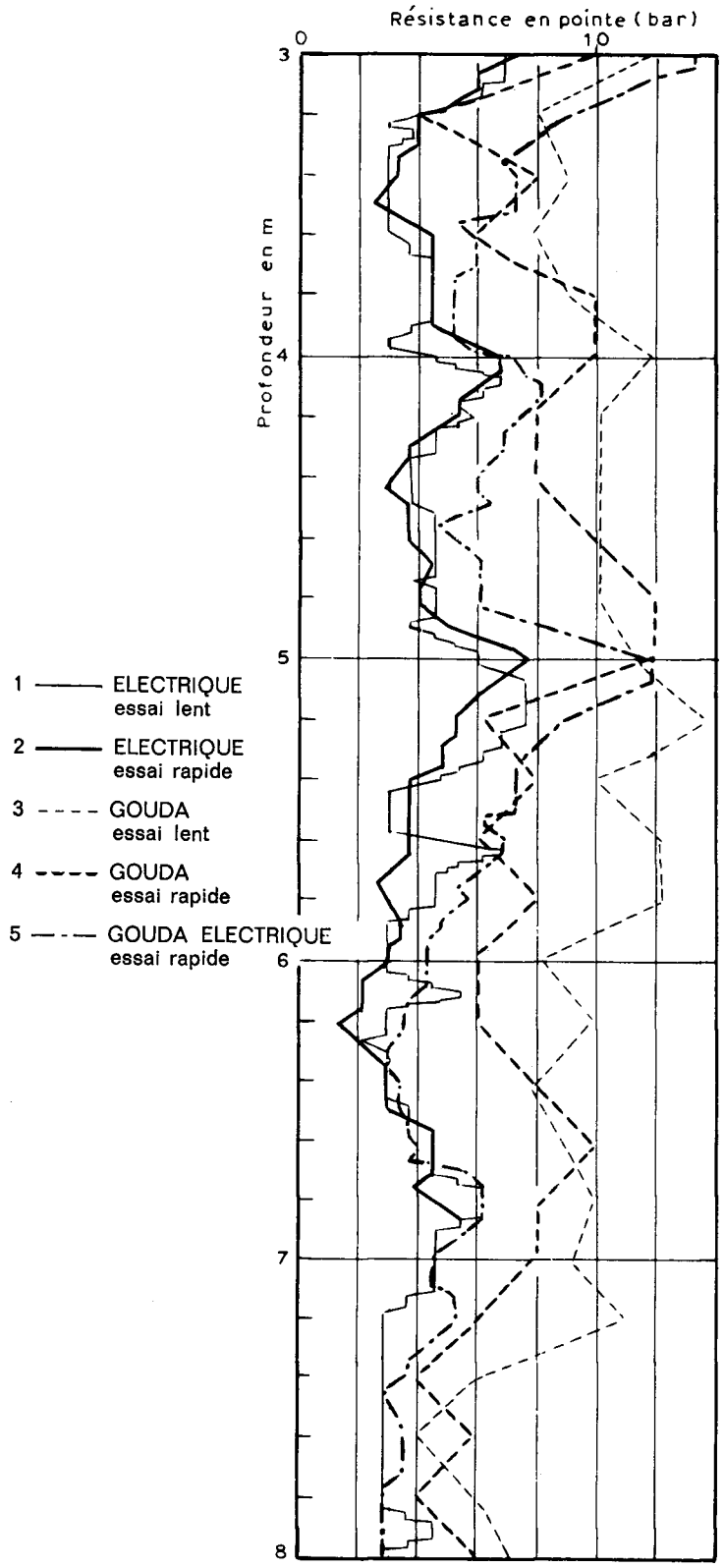


Fig. 7 - Silt saturé - Plancoët (Côtes-du-Nord).

La résistance en pointe semble diminuer avec la vitesse. Ce résultat est assez général dans les sols moyennement perméables et à « dilatance négative ».

Il est possible que dans ces sols une pression interstitielle très importante se manifeste sous la pointe des pénétromètres du fait de l'introduction dans le sol d'un volume étranger et de la diminution de volume du matériau sous l'influence des contraintes de cisaillement.

Les « grains » de silts étant peu adhérents, cette pression interstitielle suffit peut-être à vaincre en grande partie cette faible adhérence. Il existe sans doute une relation de cause à effet entre, d'une part la perméabilité du matériau (liée à la vitesse de dissipation de la pression interstitielle) et d'autre part la vitesse de pénétration du pénétromètre (à laquelle est liée la naissance de cette pression interstitielle) : plus la vitesse est grande et plus la résistance en pointe est faible.

Le pénétromètre Gouda conduit encore à des résistances en pointes supérieures à l'électrique. On peut avancer les mêmes hypothèses que pour les argiles molles. Peut-être également la discontinuité intervient-elle par les arrêts imposés par la technique Gouda : ces arrêts étant suffisants (1 à 2 secondes) pour que la consolidation autour de la pointe se manifeste. Nous avons tenté de vérifier cela en réalisant, au pénétromètre électrique, une pénétration discontinue. Le phénomène n'a pas été mis en évidence, mais la raison en est peut-être le temps de réponse de l'appareil, qui est de l'ordre de 2 à 3 secondes en mouvement alternatif.

Sable peu compact *(fig. 8)*

Il s'agit ici d'un matériau artificiel : un sable propre peu compact du remblai hydraulique du barrage de la Rance (gabion 16). On peut séparer deux cas très différents :

a) *au-dessus de la nappe*

Electrique lent	43,8 bars
Electrique rapide	47,3 bars
Gouda rapide	41,1 bars

b) *au-dessous de la nappe*

Electrique lent	83,5 bars
Electrique rapide	65,6 bars
Gouda rapide	83,2 bars

Il faut tout d'abord noter que les résultats au-dessus de la nappe sont bien groupés. Au-dessous de la nappe il en est différemment et il s'agit d'un hasard si la résistance en pointe de l'électrique lent est égale à celle du Gouda rapide.

Généralement, dans les sols sableux secs, l'écart est faible entre les divers appareils. Cependant l'appareil électrique donne alors presque toujours des résultats supérieurs au Gouda de l'ordre de 10 %.

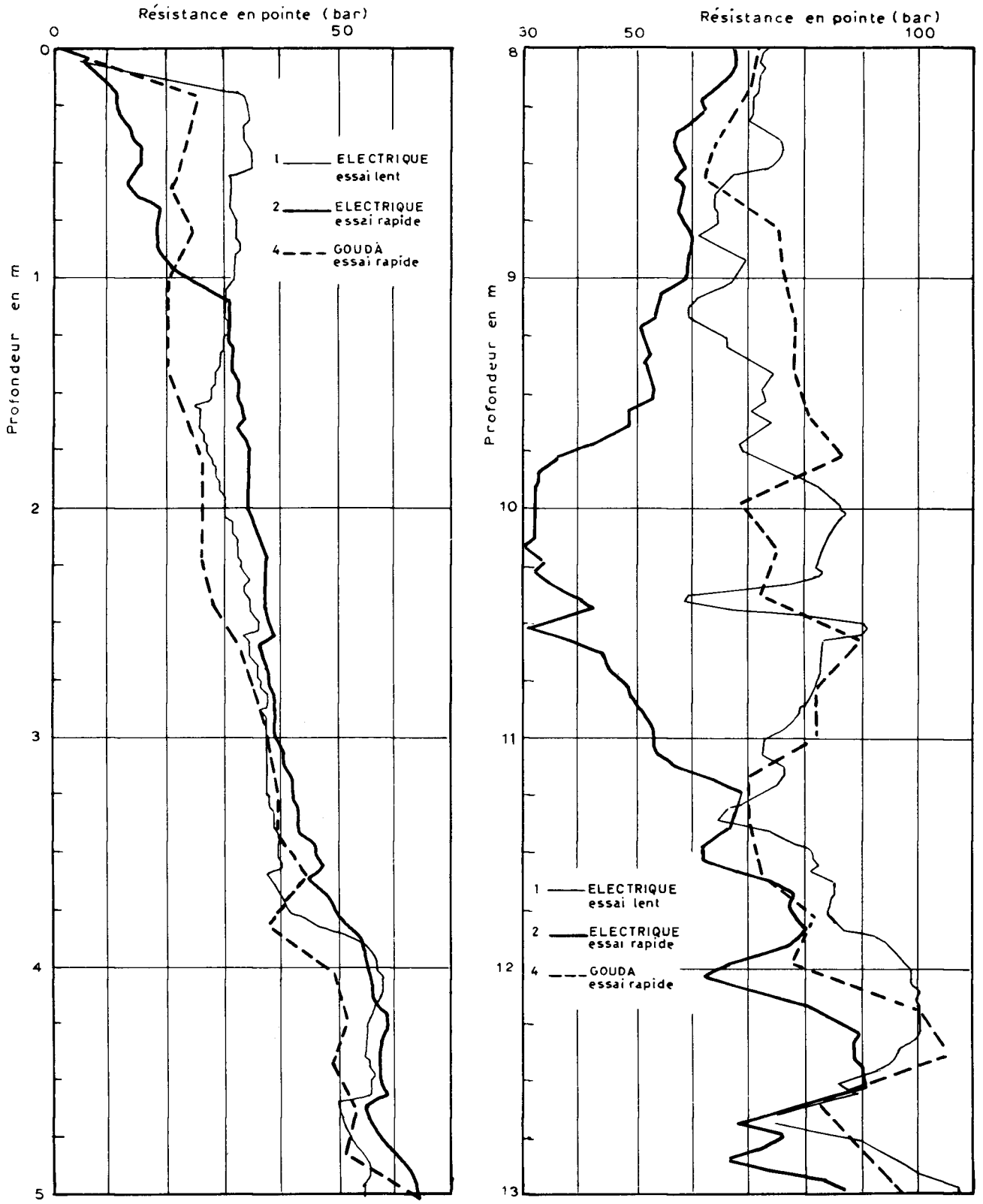


Fig. 8 - Sable fin - Barrage de la Rance (enceinte nord, gabion 16)

Dans le sable sec, on ne voit pas en général apparaître d'influence nette de la vitesse.

Il n'en est pas de même sous la nappe où, comme dans les silts, la résistance diminue quand la vitesse augmente. Peut-être peut-on expliquer ce phénomène comme dans le cas de silts saturés par la naissance de pressions interstitielles sous la pointe (faute d'avoir pu prélever d'échantillons intacts sous la nappe dans ces matériaux, nous ne pouvons dire si la dilatance est positive ou négative).

Limon des plateaux *(fig. 9)*

Il s'agit du limon d'Orly, matériau peu compact, à forte teneur en CO_3Ca (15 à 20 %).

Electrique lent	23,2 bars
Electrique rapide	12,4 bars
Gouda rapide	20,8 bars

L'influence de la vitesse est très importante : la résistance en pointe diminue presque de moitié quand la vitesse est multipliée par 10.

Comme il s'agit d'un matériau fragile, on peut supposer que sous une pénétration brutale, les cimentations dues au CO_3Ca sont détruites et que la structure du matériau s'effondre. La résistance en pointe sera donc d'autant plus pessimiste que la vitesse sera plus rapide.

A vitesse égale, l'appareil Gouda conduit à des résultats presque doubles de ceux du pénétromètre électrique.

Comme précédemment, les causes en sont probablement le frottement parasite du sol à l'arrière de la pointe, des cisaillements parasites et les arrêts momentanés nécessités par la méthode.

CONCLUSIONS

Les résultats présentés ici indiquent que le type de pénétromètre et la vitesse de pénétration ont une influence importante sur la mesure de la résistance en pointe.

Les divergences de lecture semblent dues à la géométrie des pointes utilisées, au mouvement relatif éventuel de la pointe par rapport au fût et à la vitesse de pénétration.

D'autres facteurs, non abordés ici, interviennent aussi, en particulier le diamètre de la pointe.

Ce fait avait déjà été noté par De Beer et Raedschelders [3], qui l'expliquaient par l'influence du champ de contraintes du fût sur la pointe.

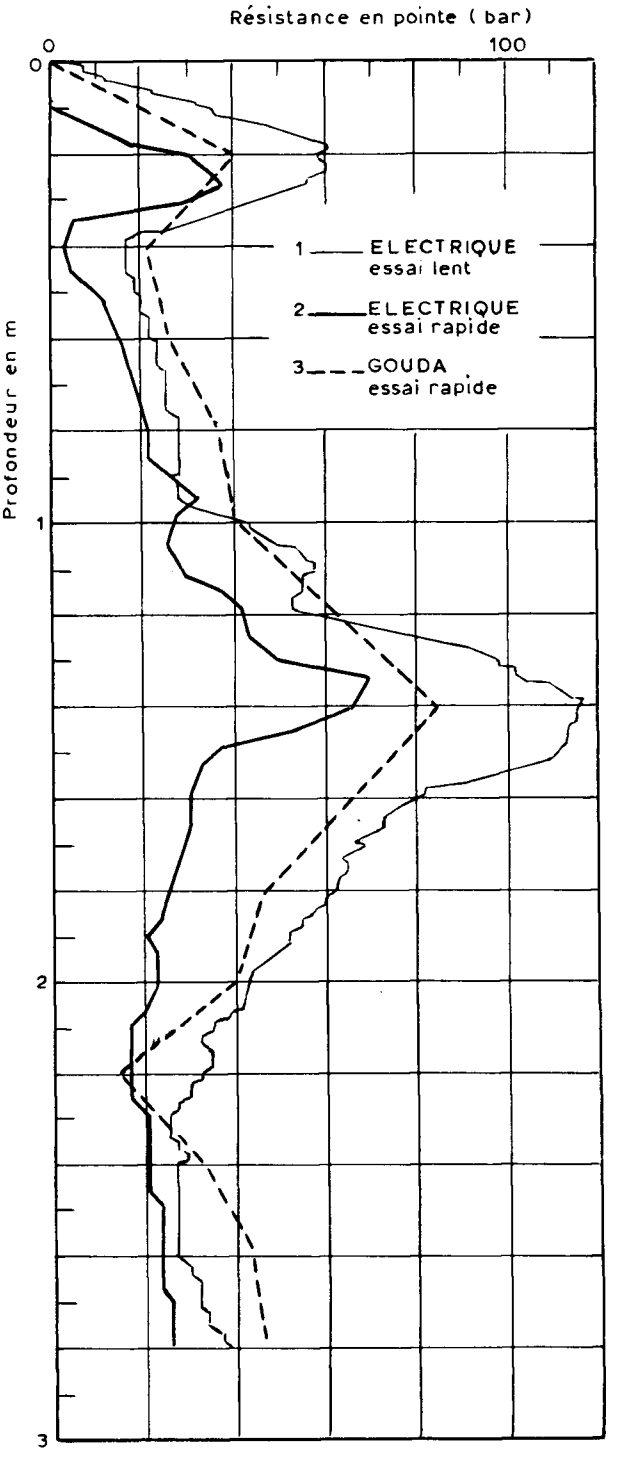


Fig. 9 - Limon des plateaux - Orly.

TABLEAU RECAPITULATIF

Nature du sol	Influence vitesse rapport 10 électrique	Influence vitesse rapport 10 Gouda	Influence nature pénétromètre lent	Influence nature pénétromètre rapide	Influence frottement sur la pointe	Influence mouvement relatif
Argile molle - Cran	1,35	1,14	2,10	1,79	1,31	1,36
Argile molle - Redon	1,45	1,26	1,82	1,59		
Argile raide - Loutehel	0,81	1,01	1,27	1,57		
Silt saturé - Plancoët	0,88	0,81	2,00	1,83	1,42	1,28
Sable peu compact sec Rance gabion 16	1,08			0,87		
Sable peu compact saturé Rance gabion 16	0,78			1,26		
Sable peu compact sec Rance gabion 12	1,08			0,90		
Sable peu compact saturé Rance gabion 12	1,10			1,22		
Limon des plateaux cimenté Orly	0,53			1,67		

Les rapports obtenus au cours de cette étude sommaire ne devraient pas être le prétexte de corrections éventuelles des mesures effectuées au pénétromètre Gouda classique. Nous n'avons étudié que des sols-types et la difficulté du problème provient justement du fait que ces rapports dépendent des sols testés.

Il n'est pas question évidemment de juger tel ou tel type de matériel.

Si du point de vue de la mécanique des sols il est indispensable de réaliser de bonnes mesures, du point de vue pratique, d'autres critères entrent en ligne de compte (surtout pour les essais en place) qui sont la robustesse, la maniabilité, le rendement.

Il faudrait donc considérer deux cas :

ou bien on ne demande au pénétromètre statique qu'une reconnaissance rapide en étude préliminaire ou pour interpolation de caractéristiques mesurées par des méthodes plus évoluées (essais de laboratoire par exemple) ; dans ce cas, on peut utiliser à peu près tout type de pointe et des vitesses de pénétration assez élevées,

ou bien on demande au pénétromètre statique une mesure absolue, dans le but de calculer une fondation sur pieux par exemple, ou d'appliquer des formules empiriques du type $W = \frac{R_p}{K}$ comme taux de travail de semelles en surface, ou encore de tenter de mesurer la cohésion des argiles.

On devra alors à notre avis s'orienter vers des mesures continues à vitesses lentes.

Rédigé en janvier **1968**

BIBLIOGRAPHIE

[1] L. PAREZ, *Les pénétromètres et leur utilisation* - Journées des Fondations (6 au 11 mai 1963), Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

[2] D. THOMAS, Static penetration tests in London clay, *Geotechnique* n° **2**, 15 (1965), 174-179.

[3] RAEDSCHELDERS (Belgique) - *Intervention orale sur la détermination de la force portante d'une fondation à partir des indications du pénétromètre*, 5e Congrès international de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Paris 1961, tome **3**, 275-277.

[4] J. KERISEL, *Fondations profondes en milieux sableux*, 5e Congrès international de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, Paris 1961, tome **2**, 73.

[5] W.H. WARD, A. MARSLAND et G. SAMUELS, Properties of the London clay at the Ashford commun shast ; institut and undrained straings tests, *Géotechnique* n° **4**, 15 (1966), 321-344.

enregistrement des caractéristiques pénétrométriques

J. JÉZÉQUEL
Ingénieur

G. HERVÉ
G. HINGANT
et M. PINEL
Techniciens supérieurs

Laboratoire régional de Saint-Brieuc

DANS deux articles antérieurs [1 et 2], nous avons proposé une modification de la mesure de la résistance en pointe R_p au pénétromètre Gouda : remplacement de la pointe mécanique à action discontinue par une pointe munie d'un peson à jauges de contraintes.

Cette nouvelle disposition permet la lecture continue de la résistance en pointe R_p , ce qui présente un certain nombre d'avantages tant sur le plan théorique que sur le plan pratique : en particulier, il est possible d'enregistrer les variations de R_p en fonction de la profondeur z, ce qui évite l'emploi d'un dessinateur et limite les erreurs de transcription. En cas d'utilisation fréquente du pénétromètre statique, l'enregistrement peut donc être rentable.

Une des difficultés de l'enregistrement est que la vitesse de pénétration de la pointe n'est jamais constante durant la totalité de l'essai :

- la pénétration est arrêtée tous les mètres afin de visser une tige supplémentaire,
- au voisinage du refus, la vitesse décroît progressivement ou très brutalement.

Il n'est donc pas possible d'utiliser une base de temps pour le déroulement de l'enregistrement : il faut asservir la coordonnée « profondeur » à l'enfoncement réel de la pointe. Ce problème a été résolu à l'aide du dispositif décrit ci-après.

Le pénétromètre Gouda (fig. 1 et 2) fonctionne de la manière suivante :

Le corps du vérin est placé en partie haute, en début d'opération. Il est bloqué dans cette position sur deux colonnes de guidage par l'intermédiaire de son support ; tout cet ensemble reste fixe durant l'opération de sondage qui s'effectue en poussant le train de tiges (terminé par la pointe électrique) à l'aide de la tige de vérin qui déplace le coulisseau guidé lui-même par les colonnes de guidage.

Les câblages de la pointe électrique ont été préalablement placés à l'intérieur du train de tiges.

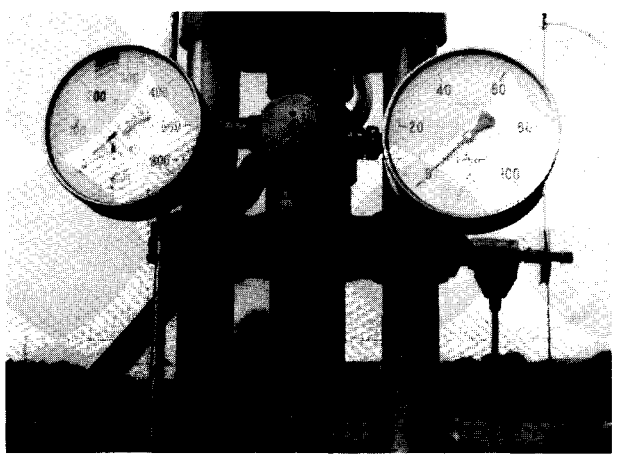


Fig. 1 La tête de mesure du pénétromètre et le dispositif d'asservissement.

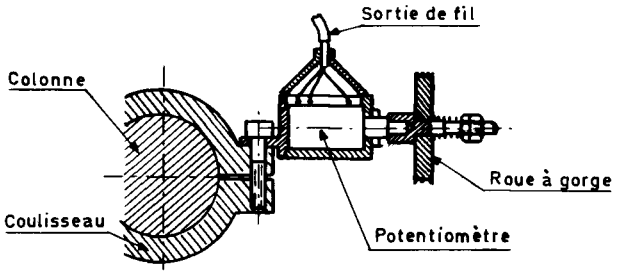


Fig. 3 - Détail de fixation.

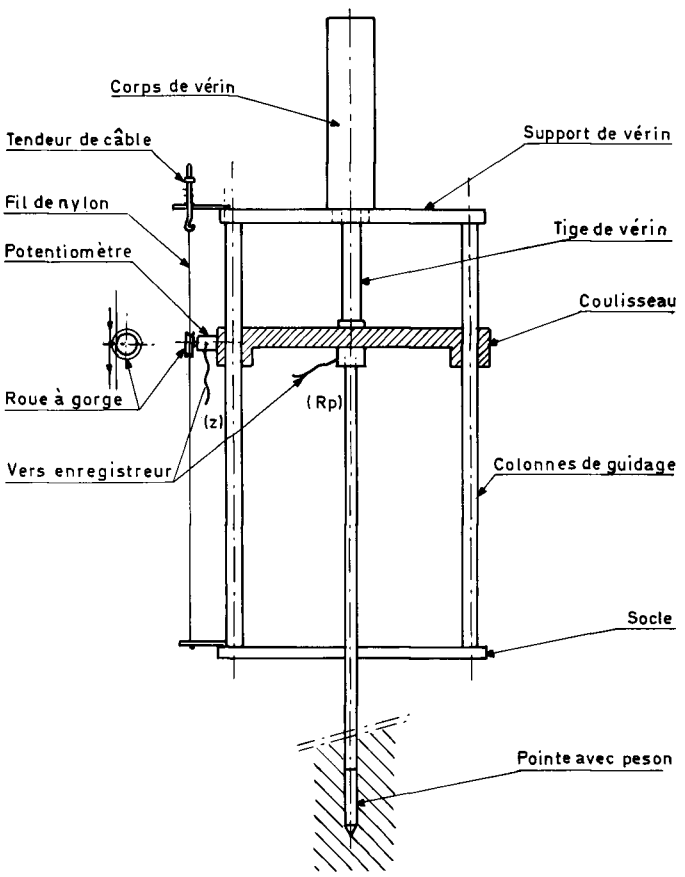


Fig. 2 - Schéma de principe de l'asservissement.

Le mouvement du coulisseau lors de la descente est donc le même que celui de la pointe, et il suffit de contrôler ce mouvement par rapport aux parties fixes du pénétromètre.

A cet effet, un potentiomètre hélicoïdal à fil est lié au coulisseau (fig. 3). Il est protégé des intempéries par un carter hermétique.

Ce potentiomètre est relié à une roue à gorge qui se déplace le long d'un fil de nylon vertical fixé à ses extrémités, d'une part au support du vérin, d'autre part au socle du pénétromètre. La tension du fil de nylon est réglable grâce à un système à ressort.

Le mouvement du coulisseau est donc transformé en signal électrique par la rotation de la roue à gorge, rotation qui correspond rigoureusement au mouvement vertical du coulisseau grâce à un *tour mort du fil de nylon sur la roue.*

Le potentiomètre utilisé est un potentiomètre de précision Beckman type Helipot 7 216 (résistance 1 kΩ, linéarité de $\pm$ 0,25 %). Sa course est de 10 tours. Par sécurité, on s'arrange pour utiliser environ 8 tours seulement pour la course habituelle de 1 mètre.

Pour visser une tige supplémentaire, le coulisseau est ramené en partie haute par le vérin et le potentiomètre revient alors automatiquement à son point de départ.

L'information électrique ainsi recueillie peut être traitée de plusieurs manières, en particulier, elle peut servir à commander la rotation d'un tambour d'enregistreur.

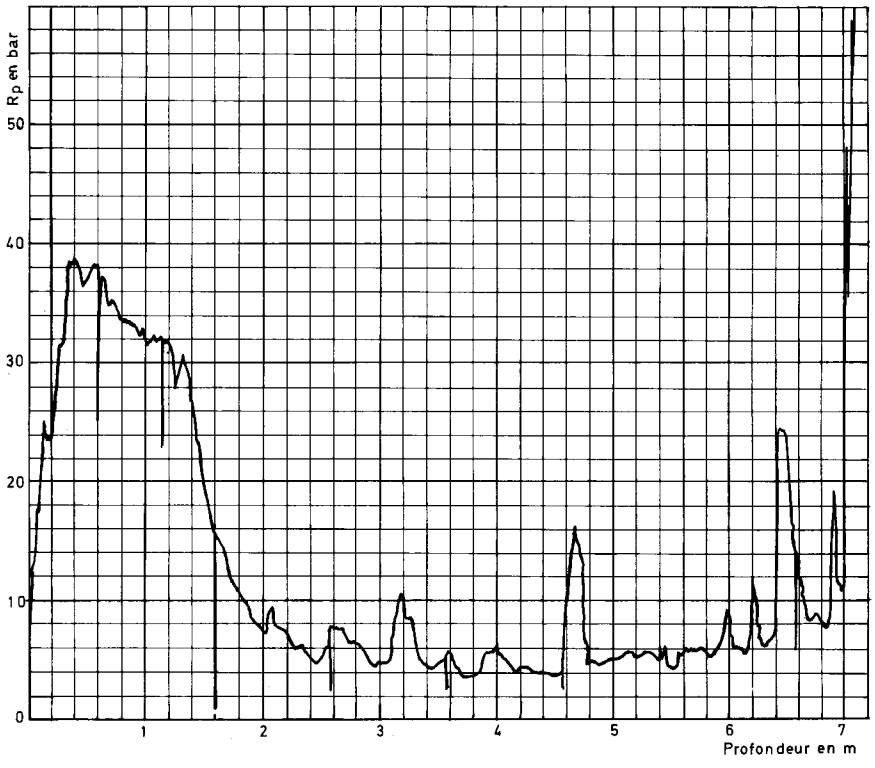


Fig. 4 - Courbe pénétrométrique type, relevée sur enregistreur XY.

Il est également possible de l'introduire directement en abscisse sur un enregistreur XY, la résistance en pointe étant introduite en ordonnée (fig. 4). Le trait horizontal relevé environ tous les mètres s'explique par la remontée du coulisseau qui a pour effet de décharger la pointe. Cela permet d'ailleurs de contrôler l'enregistrement de la profondeur.

Lorsqu'on atteint le voisinage du refus, le camion supportant le pénétromètre (ou les hélices d'ancrages) se soulève légèrement (3 à 4 cm en général). Cela introduit une erreur sur le graphique, heureusement négligeable, compte tenu des échelles.

BIBLIOGRAPHIE

[1] JÉZÉQUEL J., PINEL M. et RAVILLY G., Pénétromètre électrique à mesure continue, *Bull. liaison labo. routiers P. et C.*, **36** (janv.-fév. 1969), p. 17/19.

[2] JÉZÉQUEL J., Les pénétromètres statiques — influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. liaison labo. routiers P. et C.*, **36** (janv.-fév. 1969), p. 151/160.

Adaptation de la pointe électrique LPC sur le bâti du carottier à piston stationnaire

J.-P. NAZARET
Ingénieur
Laboratoire régional d'Angers

AFIN de compléter l'unité de sondage LPC pour la reconnaissance des sols peu consistants [1], le GEESEP* a demandé en 1971 au Centre d'études et de construction de prototypes (CECP) d'Angers d'adapter un pénétromètre à pointe électrique sur le bâti du carottier à piston stationnaire, l'expérimentation étant effectuée par le Laboratoire d'Angers. La pointe devait s'inspirer du modèle créé par le Laboratoire de Saint-Brieuc [2]. Afin d'éviter les erreurs des opérateurs, les résultats devaient être connus soit par affichage numérique, soit par enregistrement.

DESCRIPTION DU MATERIEL

La pointe

Choix - Principe

Le choix - Les sols peu consistants, domaine d'utilisation du carottier à piston stationnaire, présentent des résistances de pointe peu élevées et demandent donc des mesures précises pour lesquelles il faut réduire au maximum les erreurs inhérentes à l'appareillage. La pointe électrique répond à ce besoin par [3] :

— la précision de la mesure,

— l'absence de mouvement relatif pointe-fût,

— la possibilité d'obtenir les mesures en continu sur la hauteur du sondage.

De plus, la mobilité du bâti permet d'accéder pratiquement sur tous les terrains et de réaliser des essais pénétrométriques dans des sols particulièrement peu portants.

Le principe a été décrit dans le Bulletin de liaison numéro 36 [2]. L'effort de pointe nécessaire à la pénétration dans le sol est transmis à un barreau buté en partie haute. Ce dernier est donc soumis à une compression proportionnelle à l'effort de pointe et à une variation de longueur qu'il importe de mesurer.

Deux hypothèses sont nécessaires :

— la charge se répartit uniformément sur la section s du barreau ;
— le matériau constitutif du barreau est parfaitement élastique dans le domaine de contrainte utilisé.

Il est ainsi possible d'appliquer la loi de Hooke :

$$n = E \frac{\Delta l}{l} = \frac{F_p}{S} = \frac{S}{s} R_p$$

$$R_p = E \frac{s}{S} \frac{\Delta l}{l} = K \frac{\Delta l}{l}$$

avec

n	contrainte dans la section utile du barreau
R_p	résistance unitaire en pointe
S	section de la pointe
s	section utile du barreau
$\Delta l/l$	raccourcissement élastique du barreau sous la sollicitation $F_p = S \times R_p$
E	module d'Young de l'acier

La résistance de pointe est donc proportionnelle à la variation relative de la longueur du barreau. Cette variation est mesurée par l'intermédiaire de jauges de déformation dont le principe de fonctionnement se traduit par la relation :

$$\frac{\Delta R}{R} = K \frac{\Delta l}{l}$$

$\frac{\Delta R}{R}$: variation relative de résistance électrique

d'où

$$R_p = K_l \frac{\Delta R}{R}$$

K_l étant une constante obtenue par calcul ou par étalonnage.

Les jauges de déformation, au nombre de quatre, sont montées en pont de Wheatstone.

Description de la pointe

On distingue trois parties : la pointe, le fourreau et le peson (fig. 1 et 2).

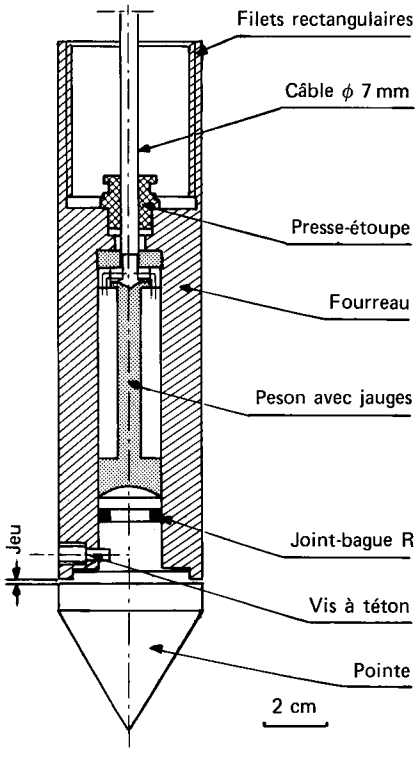


Fig. 1 - Coupe de la pointe électrique type A 130 a.

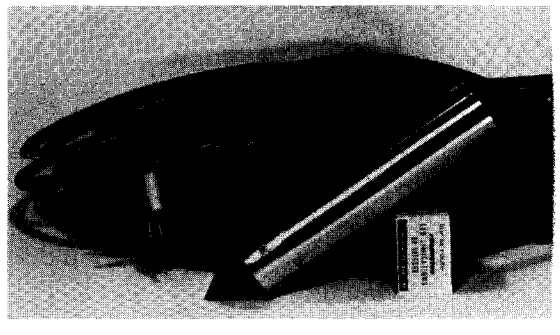


Fig. 2 - Vue de la pointe avec son câble autoporteur.

* Groupe d'étude des essais de sols en place.

La pointe, d'un diamètre de 44,5 mm, se termine par un cône à 60°. Elle est liée au fourreau grâce à une vis à téton. Son contact avec le peson se fait par une rotule pour éviter le phénomène de mattage.

Le raccourcissement élastique du peson sous un effort de pointe maximal de 35 kN est de 85 µ. Le jeu théorique entre la pointe et le fourreau est donc égal à la valeur du raccourcissement du peson. En pratique, ce jeu est porté à plus de 1 mm. Le joint d'étanchéité est une bague R n° 22, qualité B652 du Joint Français.

Le fourreau assure la continuité pointe-tube, la protection et la butée du peson. Le diamètre extérieur est de 44,5 mm.

Le peson est en acier spécial au nickel-chrome, soumis à un grand nombre de cycles chargements-déchargements afin de supprimer le phénomène d'hystérésis. Les jauges de déformation, collées sur le peson, transmettent les mesures par l'intermédiaire d'un câble relié en surface à l'enregistreur. Les jauges de 120 Ω sont montées en pont. L'étanchéité du peson est assurée par un joint en partie basse et par un presse-étoupe en partie haute.

Le système de fonçage

Le fonçage est effectué à l'aide du bâti hydraulique de l'unité de sondage LPC et des tubes de 44,5 mm de diamètre accompagnant le carottier à piston stationnaire. Ce matériel est décrit dans un article du Bulletin de liaison [1]. L'effort de fonçage disponible est de 40 kN. Le câble de mesure est préalablement enfilé dans les tubes de fonçage.

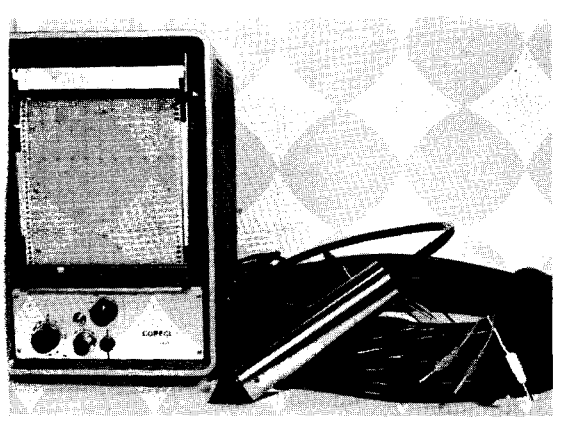


Fig. 3 - Vue de l'enregistreur de chantier.

L'enregistrement

Il est assuré par un enregistreur potentiométrique qui se présente sous la forme d'une malette avec une porte transparente assurant la visibilité du diagramme (fig. 3). La précision annoncée est de 1 % de l'échelle.

Le papier graphité utilisé a une largeur utile de 15 cm (marquage par pointe sèche). La vitesse de déroulement du papier au cours de l'expérience a été de 6 cm/mn.

Cet appareil fonctionne normalement sous tension de 220 V avec une stabilisation extérieure de 5 V pour la pointe, mais une alimentation par batteries (24 V) peut être utilisée avec un convertisseur (fig. 4).

Un topage manuel permet de tracer des repères sur le papier enregistreur. Les raccordements sont schématisés sur la figure 5.

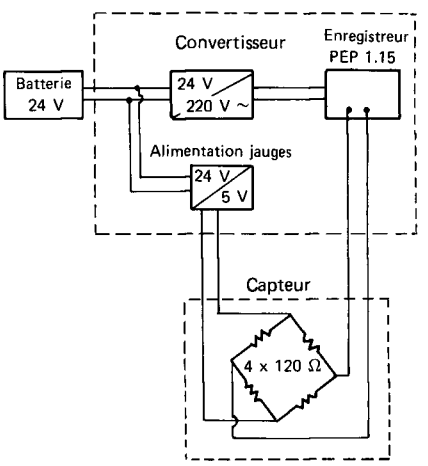


Fig. 4 - Schéma synoptique des circuits.

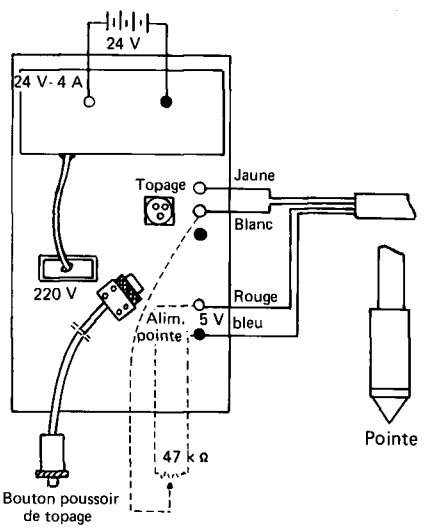


Fig. 5 - Enregistreur, vue arrière. Convertisseur monté, raccordements.

EXPERIMENTATION

Etalonnage

Dès réception, la pointe a été étalonnée en laboratoire. Ces étalonnages sont d'ailleurs à répéter avant chaque opération. La courbe d'étalonnage, tension en fonction de la force, se présente sous la forme d'une droite (fig. 6).

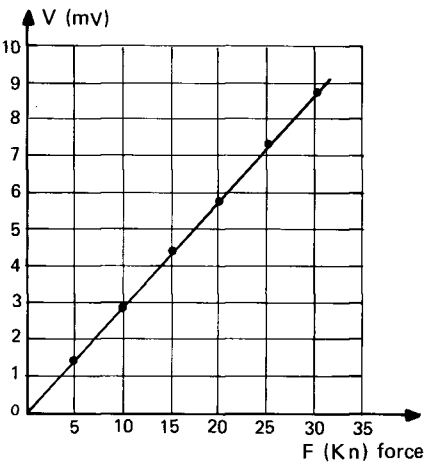


Fig. 6 - Courbe d'étalonnage de la pointe électrique (sensibilité 2.91 mV pour 10 kN ou 45.2 µV pour 1 × 10^5 Pa).

Exécution des essais

Après la mise en place du bâti de fonçage, il convient d'effectuer les opérations suivantes (alimentation par batteries de 24 V) :

— fixer le convertisseur au dos de l'enregistreur, liaison mécanique et électrique,

— visser le cordon de topage sur l'embase Jaeger,

— enfiler le câble de la pointe dans les différents éléments du train de tubes,

— raccorder les quatre fils de la pointe aux bornes de l'enregisteur comme indiqué sur la figure 5,

— relier le convertisseur à la batterie 24 V en respectant les polarités (s'assurer auparavant du bon état de charge de la batterie),

— mettre l'enregistreur sous tension et attendre la stabilisation de l'équipage mobile (environ 15 mn),

— choisir le calibre de sensibilité, en général 10 mV,

— placer le commutateur de fonction sur vitesses lentes (L) ou vitesses rapides (R),

— choisir la vitesse de déroulement du papier où 6 positions sont possibles (5 vitesses et une position 0),

— régler l'origine du diagramme à l'aide du potentiomètre,

— chargement en place de la pointe afin de vérifier le bon fonctionnement (sur madrier par exemple),

— le fonçage en cours, repérer les profondeurs à l'aide du bouton-poussoir de topage. Un repère se fait automatiquement tous les mètres lors des changements de tubes.

Première remarque - Il n'y a pas d'asservissement entre le fonçage des tubes et le déroulement du papier de l'enregistreur. Il convient donc d'arrêter le déroulement lors des changements de tubes en faisant attention au voisinage du refus.

Deuxième remarque - Si l'enregistreur est utilisé directement sur secteur 220 V (donc sans convertisseur), il est nécessaire de prévoir dans ce cas une alimentation stabilisée extérieure de 5 V pour l'alimentation de la pointe (car l'alimentation de 5 V incorporée ne fonctionne qu'avec des batteries de 24 V).

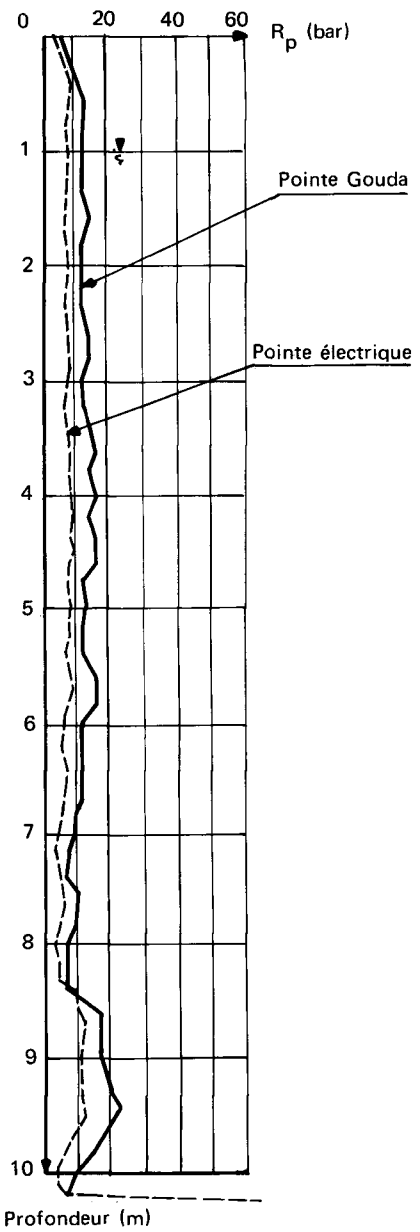


Fig. 7 - Courbes pénétrométriques dans l'argile très plastique de la Baumette.

Expérimentation

Les essais ont été réalisés dans la région d'Angers :

— prairies de la Baumette,

— culée ouest du pont de la Basse-Chaîne,

— ZUP nord d'Angers.

La pointe a été foncée à une vitesse de 1,4 cm/s. Le déroulement du papier a été choisi avec une vitesse de 6 cm/mn. Ainsi, 1 cm de papier, pour les ordonnées, représente environ 14 cm de terrain. Deux sensibilités ont été utilisées sur l'enregistreur :

— *la sensibilité 10 mV :* d'après l'étalonnage 2,91 mV représentent 10 kN et ainsi 1 cm de papier en abscisse représente $14{,}7 \times 10^5$ Pa. A pleine échelle (15 cm), la résistance de pointe est donc de 220×10^5 Pa ;

— *la sensibilité 3 mV :* 1 cm de papier représente $4{,}5 \times 10^5$ Pa. A pleine échelle (15 cm), la résistance de pointe est donc de 67×10^5 Pa.

Site de la Baumette

On est en présence d'argile très plastique alluvionnaire du bord de la Maine (rive gauche). Les caractéristiques moyennes du matériau sont les suivantes :

teneur en eau $w = 50\ \%$

limite de liquidité $w_L = 75\ \%$

indice de plasticité $I_P = 40$

poids spécifique apparent $\gamma = 17$ kN/m³

cohésion $C_u = 0{,}4 \times 10^5$ Pa

Le site est homogène. Les résistances de pointe électrique varient de 5×10^5 à 10×10^5 Pa avec une moyenne de 8×10^5 Pa (fig. 7).

Site de la Basse-Chaîne

Il s'agit toujours des alluvions de la Maine (rive droite) à tendance argileuse avec quelques lentilles de sable. L'argile devient organique à partir de — 10 m.

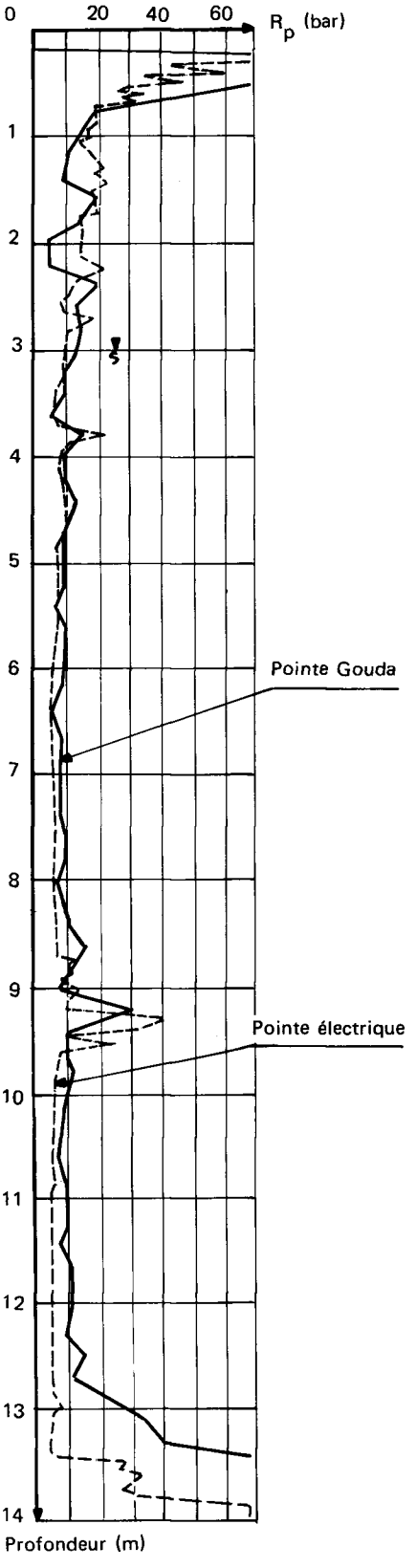


Fig. 8 - Courbes pénétrométriques dans le site de la Basse-Chaîne (argile très plastique et sable).

Les caractéristiques de l'argile sont :

$$w = 40 \text{ à } 80 \ \%$$
$$w_L = 50 \text{ à } 90 \ \%$$
$$I_P = 30$$
$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$
$$C_u = 0{,}3 \times 10^5 \text{ Pa}$$

Sous les 3 m de remblais recouvrant les alluvions, la résistance de pointe électrique (fig. 8) est égale en moyenne à 6×10^5 Pa. On remarque la présence de lentilles de sable vers — 9 m où la résistance de pointe maximale est de 40×10^5 Pa.

ZUP nord d'Angers

Ce site est formé de schistes bariolés (terrains primaires) décomposés à très altérés. Les caractéristiques mécaniques varient avec la profondeur en fonction du degré d'altération des bancs de schistes.

On constate sur la courbe (fig. 9) que la résistance de pointe électrique est faible de — 1,8 m à — 3,4 m et égale en moyenne en 5×10^5 Pa. Dans les autres couches, la résistance de pointe oscille entre 30×10^5 Pa et 100×10^5 Pa. L'essai a été poursuivi jusqu'à 220×10^5 Pa (refus).

Remarque - Le déroulement du papier n'est pas asservi au fonçage des tubes. Le groupe carottier à piston stationnaire (CPS) ayant une puissance assez limitée, on note des variations de la vitesse de fonçage en fonction de la compacité des terrains rencontrés (variation pouvant atteindre 10 %). Cet inconvénient entraîne une correction des feuilles de résultats lors de la reproduction. Un asservissement est souhaitable lorsqu'un usage important de cette pointe est prévu. Un système simple a d'ailleurs été réalisé par le Laboratoire de Saint-Brieuc [4].

COMPARAISON DES RESULTATS POINTE ELECTRIQUE POINTE GOUDA

Parallèlement à l'expérimentation de la pointe, des sondages au pénétromètre Gouda de 100 kN ont été réalisés à une distance de 1 m des sondages à la pointe électrique.

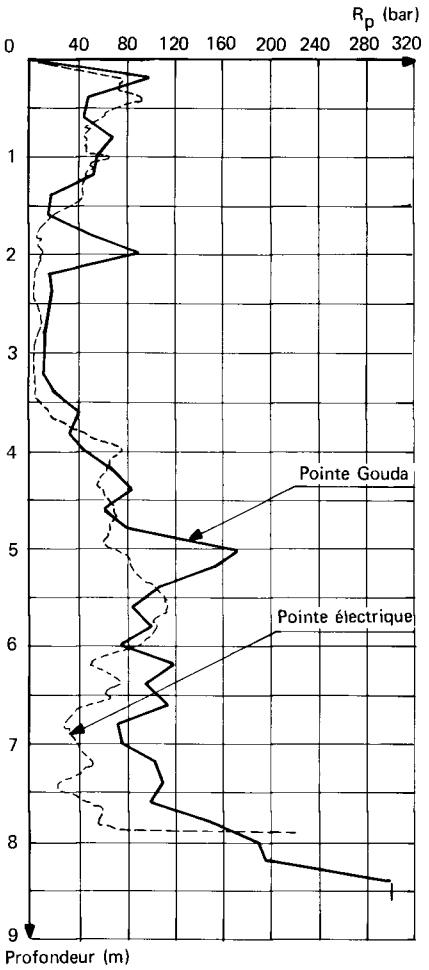


Fig. 9 - Courbes pénétrométriques dans les schistes décomposés de la ZUP nord d'Angers.

On est ainsi en présence de deux types de pénétromètres :

— les appareils à cône mobile par rapport au fût, représentés par la pointe Gouda,

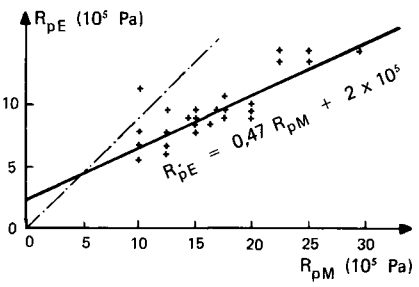
— les appareils à cône fixe par rapport au fût, représentés par la pointe électrique.

Dans le site de la Baumette, cinq couples ont été réalisés puis deux couples à la Basse-Chaîne et un couple à la ZUP nord d'Angers.

En comparant les résultats obtenus tous les 0,20 m, on obtient suffisamment de valeurs pour utiliser les méthodes statistiques. Il faut noter que les valeurs Gouda n'ont pas été corrigées du poids des tubes (14 kPa sur la pointe par mètre de tige).

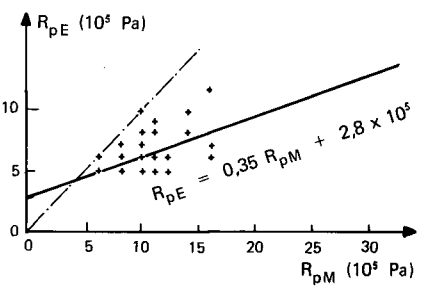
Fig. 10 - Comparaison des résultats de la pointe électrique, pointe Gouda. Droite de régression, couple tous les 0,20 m.
R_{pE} : Résistance unitaire à la pointe électrique.
R_{pM} : Résistance unitaire à la pointe mécanique Gouda.

a) Site de la Baumette à Angers



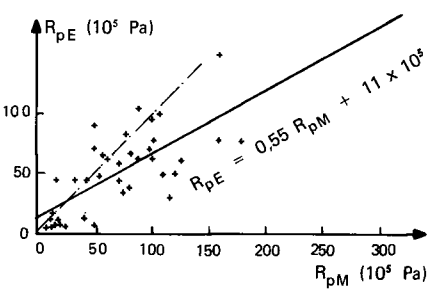
Argile très plastique
$r = 0{,}83$
$\bar{R}_{pE} = 8{,}3 \times 10^5$Pa
$\bar{R}_{pM} = 13 \times 10^5$Pa
+ (5) = 5 points confondus

b) Basse-Chaine à Angers



Argile très plastique
avec lits de sable lâche
$r = 0{,}52$
$\bar{R}_{pE} = 6{,}3 \times 10^5$Pa
$\bar{R}_{pM} = 10 \times 10^5$Pa

c) ZUP nord à Angers



Schistes décomposés ou très altérés
$r = 0{,}68$
$\bar{R}_{pE} = 50 \times 10^5$Pa
$\bar{R}_{pM} = 69 \times 10^5$Pa

Site de la Baumette

On constate que les résultats du pénétromètre Gouda sont supérieurs à ceux de la pointe électrique (fig. 7).

La droite de régression a pour équation (fig. 10 a) :

$$R_{pE} = 0{,}47\ R_{pM} + 2 \times 10^5$$

(en 10^5 Pa)

Coefficient de corrélation $r = 0{,}83$

$$\overline{R}_{pE} = 8{,}3 \times 10^5 \text{ Pa}$$

$$\overline{R}_{pM} = 13 \times 10^5 \text{ Pa}$$

Site de la Basse-Chaîne

Là aussi, la pointe mécanique donne des résultats supérieurs à la pointe électrique (fig. 8).

On obtient (fig. 10b) :

$$R_{pE} = 0{,}35\ R_{pM} + 2{,}8 \times 10^5$$

(en 10^5 Pa)

$$r = 0{,}52$$

$$\overline{R}_{pE} = 6{,}3 \times 10^5 \text{ Pa}$$

$$\overline{R}_{pM} = 10 \times 10^5 \text{ Pa}$$

ZUP Nord d'Angers

Les résultats confirment les précédents dans le sens où la pointe Gouda donne des résultats supérieurs à ceux de la pointe électrique (fig. 9).

On obtient (fig. 10c) :

$$R_{pE} = 0{,}55\ R_{pM} + 11 \times 10^5$$

(en 10^5 Pa)

$$r = 0{,}68$$

$$\overline{R}_{pE} = 50 \times 10^5 \text{ Pa}$$

$$\overline{R}_{pM} = 69 \times 10^5 \text{ Pa}$$

CONCLUSIONS

Ce pénétromètre à pointe électrique complète remarquablement l'unité de sondage LPC pour la reconnaissance des sols peu consistants.

La pointe donne des mesures précises et fidèles. L'enregistrement de la courbe de pénétration est assez aisé sur chantier et permet une interprétation immédiate des mesures obtenues en continu. Le personnel, spécialisé comme pour tout essai en place, est affranchi, grâce à la robustesse du matériel, des problèmes d'électronique.

Certaines améliorations sont possibles, sous réserve de ne pas alourdir le matériel :

— asservissement du fonçage des tubes et du déroulement du papier,

— mise en place d'un papier et d'un système de marquage directement reproductible.

Les résultats obtenus ont été comparés à ceux donnés par le pénétromètre Gouda. On constate, en accord avec de nombreux auteurs, que les résistances à la pointe électrique sont plus faibles que les résistances à la pointe mécanique, cela aussi bien dans les argiles très élastiques alluvionnaires du bord de la Maine que dans les schistes décomposés du nord d'Angers. Comme ordre de grandeur, on peut retenir que la résistance de pointe Gouda est 50 % plus élevée que la résistance unitaire obtenue à la pointe électrique.

Ces comparaisons montrent combien il est important de préciser le type de pénétromètre utilisé lorsqu'on parle de résistance de pointe au pénétromètre statique.

Sans tenir compte des autres paramètres (vitesse, forme de la pointe, diamètre, etc.), on arrive déjà à la conclusion qu'il semble indispensable de définir un essai pénétrométrique type (matériel et mode opératoire) afin d'obtenir des résultats comparables. L'orientation prise par le GEESEP, pour la construction d'un pénétromètre LPC avec mesures continues à vitesses lentes, répond tout à fait à cette nécessité.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Lemasson H. et Lubière A., Unité de sondage LPC pour la reconnaissance des sols peu consistants. Bâti de fonçage. Carottier à piston stationnaire. Scissomètre. *Bull. Liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **36**, janv., fév. 1969, p. 41-48.

[2] Jézéquel J., Pinel M. et Ravilly G., Pénétromètre électrique à mesure continue. Modification de la pointe pénétrométrique Gouda. *Bull. Liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **36**, janv. - fév. 1969, p. 17 - 19.

[3] Jézéquel J., Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. Liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **36**, janv.-fév. 1969, p. 151 - 160.

[4] Jézéquel J., Hervé G., Hingant G. et Pinel M., Enregistrement des caractéristiques pénétrométriques, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, **57**, janv.-fév. 1972, p. 57-64.

Autres références :

Maillard J.-C., Note technique pointe électrique, CECP Angers, diffusion restreinte, 1972.

Noret H., Notes techniques internes, CECP Angers, diffusion restreinte, 1972.

Présentation

Samuel AMAR
Adjoint au chef de la division
Géotechnique - Mécanique des sols - 1
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

En 1974 s'est tenu à Stockholm le premier symposium européen sur les essais de pénétration « ESOPT I ». En 1982, Amsterdam accueillait le deuxième symposium « ESOPT II ».

Le vocable européen ne traduit pas, à notre avis, la réalité de ce symposium qui était de classe internationale, puisque des délégations sont venues du monde entier.

Entre 1974 et 1982, de nombreuses recherches ont été menées de par le monde sur les essais de pénétration. Les domaines de recherche, bien que très variés, peuvent se résumer en quatre grands thèmes :

— amélioration de la technologie et des performances des pénétromètres,

— développement des moyens d'acquisition et de traitement des mesures sur le chantier,

— mise au point de méthodes fiables de dimensionnement des fondations à partir des essais de pénétration,

— recherche de nouvelles méthodes théoriques d'interprétation de ces essais.

La contribution des laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) a été importante dans plusieurs domaines. En ce qui concerne l'innovation, elle s'est traduite par la réalisation de nouveaux types d'appareils, classiques ou inédits, et qui répondent bien aux exigences de la reconnaissance des sols à terre comme en mer.

Parmi les appareils classiques on peut citer :

— le pénétromètre vibro-statique qui permet, outre la réalisation des essais de pénétration statique classique, de traverser les bancs durs par vibration et d'exécuter des forages pour essais pressiométriques. Cet appareil, ainsi que ses performances, ont fait l'objet d'une communication à ESOPT I ;

— le pénétromètre dynamique. Cet appareil, seul de son espèce sur le marché actuellement, répond aux normes européennes. Il a été expérimenté avec succès sur de nombreux sites et notamment à Amsterdam à l'occasion d'ESOPT II.

Parmi les appareils originaux ou inédits, citons :

— le pénétrogammadensimètre qui permet de mesurer directement et en continu le poids volumique du sol γ et la résistance de cone q_c ;

— le pressiopénétromètre, dernier né des appareils d'essais en place, il est conçu pour la reconnaissance des sols à terre et en mer. Il permet de réaliser et d'interpréter en temps réel une grande variété d'essais in situ servant à identifier les sols et à déterminer les propriétés nécessaires au calcul des fondations.

Dans le domaine de la standardisation, les laboratoires des Ponts et Chaussées, grâce à leurs recherches et à leur expérience, ont contribué à la sortie des normes recommandées pour les essais de pénétration. Ces normes ont été élaborées au sein de groupes internationaux de travail dans lesquels les LPC étaient représentés.

La publication de ces normes marque à notre avis une étape importante pour l'utilisation plus rationnelle des essais de pénétration.*

L'effort de recherche et d'innovation entrepris par les LPC ces dernières années dans ce domaine s'est notamment concrétisé à ESOPT II où les LPC ont présenté cinq communications sur sept provenant de la France.

Ces communications ont été publiées dans les comptes rendus du symposium en anglais, seule langue admise ; il a été jugé utile de les publier en français dans le Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

Dans ce numéro, on a regroupé en un même article les deux communications de M. Waschkowski :

—Le pénétromètre dynamique et la reconnaissance des sols,

—Le pénétromètre dynamique et ses applications.

Dans le prochain numéro seront publiées les communications suivantes :

— Pressio-pénétromètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer, par MM. Amar, Baguelin et Jézéquel ;

— Le pénétro-gammadensimètre, par MM. Ledoux, Ménard et Soulard, et enfin :

— Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique, par MM. Bustamante et Gianeselli. Les règles présentées dans cet article ont été élaborées à partir d'un grand nombre d'essais de chargement statique de pieux de divers types fichés dans des sols très variés. Elles constituent un progrès dans le domaine du dimensionnement des pieux à partir des essais de pénétration.

Nous espérons que la lecture de ces communications donnera des informations utiles aux chercheurs et utilisateurs potentiels de nos appareils sur les thèmes de recherche relatifs à la pénétration sur lesquels travaillent les laboratoires des Ponts et Chaussées.

Les lecteurs qui souhaiteraient en savoir plus sur ces recherches ou ces appareils sont cordialement invités à nous écrire.

---

* Comptes rendus du 9e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 3, Tokyo, 1977.

ESSAIS DE PÉNÉTRATION

Le pénétromètre dynamique

Edwin WASCHKOWSKI
Ingénieur
Chef de la section Mécanique
des sols et des roches
Laboratoire régional de Blois

RÉSUMÉ

La première partie de l'article analyse les résultats obtenus avec des pénétromètres dynamiques de conceptions diverses et leur effet sur la variation des paramètres mesurés. Tous les résultats confirment la nécessité de se conformer à des spécifications et à un processus opératoire bien définis, et il sera ainsi possible de mesurer d'une manière significative et répétitive la résistance dynamique de pointe d'une tranche de sol quelles que soient sa profondeur, sa nature, sa compacité ou sa consistance.

Dans la seconde partie, l'auteur relate les domaines d'application du pénétromètre dynamique, allant de la reconnaissance des sites à la prévision de la pénétrabilité des terrains par les palplanches et les pieux battus.

Enfin des corrélations entre les paramètres, déduits des essais au pénétromètre dynamique et au pressiomètre, permettent d'envisager une approche du prédimensionnement des fondations.

MOTS CLÉS : *42 - Essai de pénétration dynamique - Pénétromètre à cône - Mécanique des sols - Reconnaissance (prospect.) - En place - Équipement - Essai - Corrélation (math., stat.) - Pressiomètre - Application (usage).*

1. La reconnaissance des sols

Le pénétromètre dynamique à cône a été trop longtemps considéré comme un appareil de reconnaissance rudimentaire et non satisfaisant car, bien que fondé sur un principe simple, il cache de nombreux défauts liés à sa conception et son utilisation.

Description schématique du pénétromètre dynamique

La schématisation d'un pénétromètre dynamique permet d'en distinguer quatre éléments importants (fig. 1) :

– le mouton, source d'énergie, est généralement à chute libre, d'une hauteur plus ou moins constante et avec plus ou moins de frottement ;

– l'enclume comporte parfois un amortisseur et sa liaison avec le train de tiges peut être rigide ou par frottement ;

– les tiges présentent un poids et une géométrie très variables ;

– la pointe est la partie de l'appareil la plus sophistiquée. Les particularités portent sur l'angle au sommet, la géométrie et le diamètre de la pointe par rapport à celui des tiges.

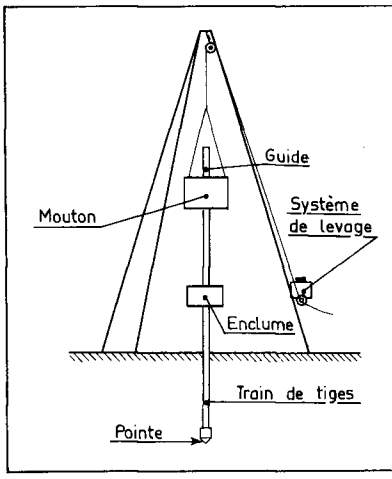


Fig. 1 – Conception schématique d'un pénétromètre dynamique.

Conditions courantes d'utilisation du pénétromètre dynamique

En général, les pénétromètres dynamiques utilisés sont munis d'une pointe débordante. Selon les pays, on note le nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe de 10, 20 ou 30 cm, que nous désignons par N_d 10, N_d 20 ou N_d 30.

Cependant, N_d ne peut pas être une caractéristique dynamique, car elle est influencée par de nombreux facteurs tels que l'énergie de frappe, le diamètre et la largeur du débordement de la pointe, et le rapport variable entre la masse frappante et la masse frappée.

Présentation des résultats

Les résultats obtenus au pénétromètre dynamique à cône sont généralement présentés de trois façons différentes en fonction de la profondeur :

– soit par le nombre de coups, N_d, pour un enfoncement donné,

– soit par la résistance dynamique unitaire, r_d, calculée à partir d'une des nombreuses formules de battage,

– soit par la résistance dynamique de pointe, q_d, déduite de la formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{MgH}{Ae} \cdot \frac{M}{M+M'} \qquad (1)$$

avec

M : masse du mouton,

M' : somme des masses du train de tiges, de la pointe, de l'enclume et de la tige guide,

H : hauteur de chute,

e : pénétration moyenne par coup,

A : section droite de la pointe,

g : accélération de la pesanteur.

TYPES D'ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE A CÔNE

Les quatre types d'essais au pénétromètre dynamique considérés ici ne diffèrent que par la conception du train de tiges et de la pointe, autrement dit que par le mode d'interaction entre le pénétromètre dynamique et le sol. L'analyse présentée est la synthèse d'essais comparatifs réalisés dans différentes natures de sols, sur des sites homogènes.

Essai avec une pointe conique de même diamètre que le train de tiges

Cet essai correspond au battage d'un pieu modèle réduit, qui mobilise simultanément, mais à des degrés différents en fonction de la nature, de la compacité ou de la consistance des sols, une résistance de pointe et un frottement latéral.

Il faut noter que, pour ce type d'essai, les résistances dynamiques unitaires calculées se rapportent au sommet du train de tiges et correspondent à une valeur globale qui prend en compte la résistance dynamique unitaire de pointe au niveau de cette dernière, ainsi que le cumul du frottement latéral le long du train de tiges qui a pénétré dans le sol.

Cette valeur ne peut donc qualifier en aucune façon la résistance dynamique unitaire de pointe d'une tranche de sol. D'ailleurs, il serait souhaitable de présenter les résultats par la force dynamique globale en fonction de la profondeur.

Essai avec une pointe conique débordante

Malgré l'espace annulaire créé par le débord de la pointe, la résistance dynamique calculée correspond à la résistance dynamique unitaire de pointe, augmentée du frottement latéral parasite mobilisé soit près de la pointe, soit sur une partie du train de tiges, lorsque le sol s'est resserré ou éboulé derrière la pointe.

Ainsi, on déduit une valeur surestimée de la résistance dynamique unitaire de pointe. L'influence du frottement parasite est d'autant plus importante que le sol est plus fin et que la profondeur est plus grande.

Essai avec une pointe conique débordante et un tubage de revêtement

L'essai consiste à enfoncer successivement, par battage, une pointe débordante et son train de tiges, puis un tubage extérieur au train de tiges. La première application est due à Haefeli (1944) puis Cassan [1], Gadsby et Meardi [2].

Cet essai, s'il permet de dissocier le frottement latéral de la résistance dynamique de pointe, présente les inconvénients suivants :

– double manipulation de tiges et tubage,

– durée de l'essai plus importante,

– frottement parasite possible entre les tiges et le tubage, amplifié par une introduction de sol entre les tiges et le tubage au niveau de la pointe,

– le tubage peut être bloqué par un frottement latéral excessif.

Essai avec une pointe conique débordante et une injection de boue de forage

L'essai pratiqué avec une pointe débordante permet de réaliser, entre le train de tiges et la paroi du trou de sondage, un espace annulaire que l'on remplit en continu avec de la boue de forage, injectée directement à l'arrière de la pointe.

De telles applications ont été réalisées par Mohan [3], Pfister [4] et Baudrillard [5], mais il s'agissait d'une injection et d'une circulation forcée de la boue. Nous avons constaté, dès 1973, qu'un simple remplissage de l'espace annulaire suffisait. Ainsi, le rôle de la boue est limité à la stabilisation de la paroi du sondage et à la réduction au minimum du frottement latéral sur le train de tiges.

Actuellement, nous nous sommes orientés vers des boues de forage biodégradables qui permettent, après un délai de repos, de procéder à des observations piézométriques dans les trous de sondage au pénétromètre dynamique.

TYPES D'ESSAIS ET NATURE DES SOLS

Pour les sables moyens et les graviers propres, denses, situés hors d'eau ou sous l'eau, les résistances dynamiques unitaires de pointe ne sont pas influencées par la conception de la pointe, aux hétérogénéités près (fig. 2).

Cela explique qu'il est habituellement admis que l'essai au pénétromètre dynamique ne doit être pratiqué que dans les sols pulvérulents. Cette particularité est due au fait que, lors d'un choc, le déplacement relatif tige-sol est très faible et que l'ébranlement qui se propage le long du train de tiges met en vibration les grains de sable.

Pour tous les autres sols tels que : vase, limon, argile, craie molle, marne, sable argileux, sable limoneux, etc., les résistances dynamiques sont fonction de la conception de la pointe et de la mobilisation du frottement latéral, tant hors d'eau que dans l'eau. Dans ces cas, les valeurs les plus élevées sont mesurées avec une pointe de même diamètre que les tiges (fig. 2).

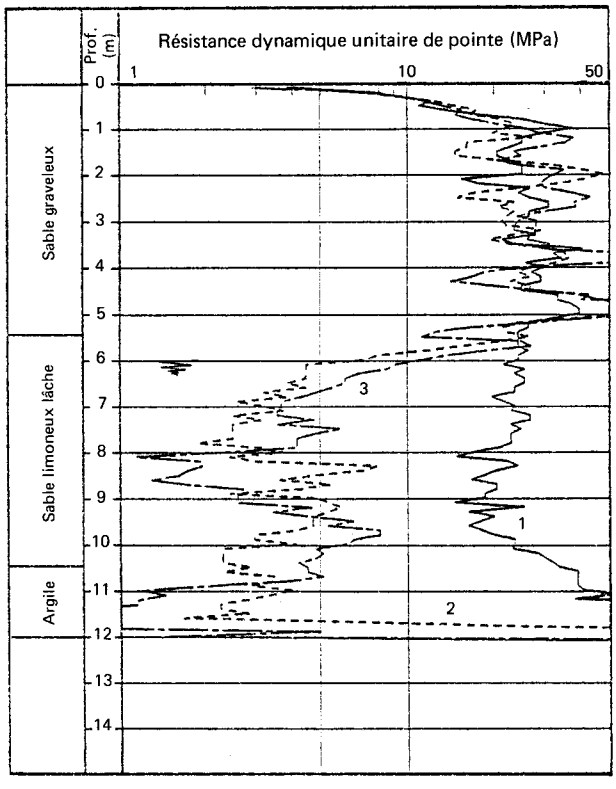


Fig. 2 – Mode d'interaction entre le pénétromètre dynamique et les sols :
(1) pointe de même diamètre que les tiges,
(2) pointe débordante,
(3) pointe débordante et injection de boue.

MESURE DE LA RÉSISTANCE DYNAMIQUE UNITAIRE DE POINTE

Dans le cadre d'une reconnaissance de sols, l'objectif des essais au pénétromètre dynamique est de déterminer des résistances dynamiques unitaires de pointe caractérisant parfaitement une couche de sol, quelle que soit son épaisseur, sa position, sa nature, sa compacité ou sa consistance.

Pour obtenir de telles mesures, il faut que l'essai au pénétromètre dynamique soit exécuté avec un matériel ayant un fonctionnement régulier et les spécifications suivantes :

– mouton à chute libre, avec des frottements très faibles, une hauteur de chute constante et une cadence d'environ 30 coups par minute. Une réduction de l'énergie de frappe conduit à une surestimation de la résistance dynamique unitaire de pointe ;

– une enclume parfaitement solidaire du train de tiges pour transmettre au mieux l'énergie reçue ;

– des tiges de longueur identique, bien droites, autorisant un serrage convenable afin de faciliter la propagation de l'énergie incidente ;

– une pointe débordante de préférence perdue, parfaitement emmanchée à l'extrémité du train de tiges, avec un guidage efficace. L'expérience a montré que l'utilisation d'une pointe fixée au train de tiges ou une pointe emmanchée donne des résultats peu différents (fig. 3) ;

– des tiges creuses permettant une injection de boue dans l'espace annulaire entre le train de tiges et la paroi du sondage, pour éviter le frottement latéral parasite (fig. 4).

Pour le calcul de la résistance dynamique unitaire de pointe, nous conseillons, au stade actuel de nos recherches, d'utiliser la formule (1) des Hollandais qui fournit des valeurs comparables à celles du pénétromètre statique.

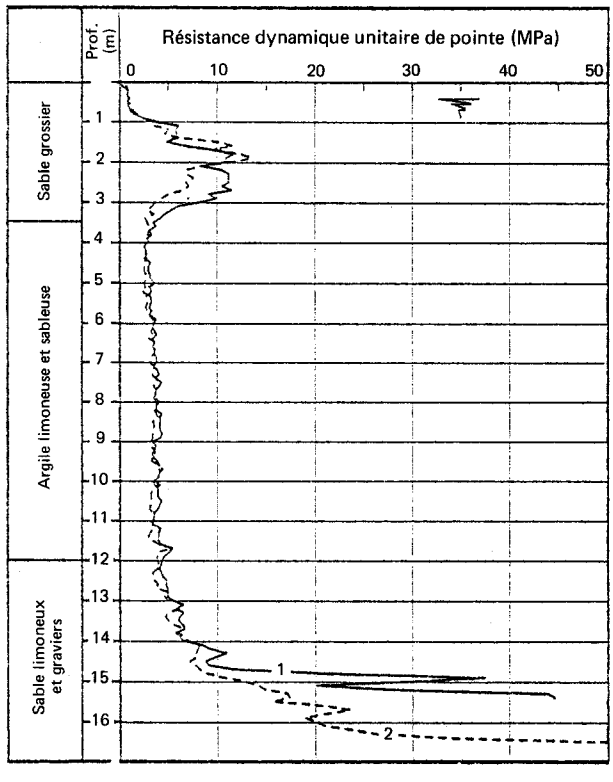


Fig. 3 – Diagrammes de pénétration dynamique avec pointe débordante perdue (1) ou fixe (2) et une injection de boue (courbes moyennes de trois essais).

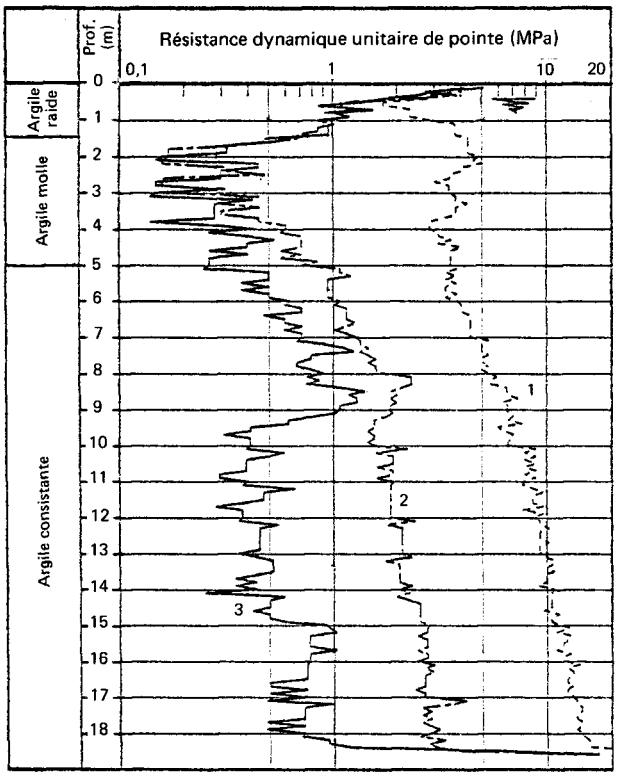


Fig. 4 — Diagrammes de pénétration dynamique dans des sols cohérents :
(1) pointe de même diamètre que les tiges,
(2) pointe débordante,
(3) pointe débordante et injection de boue.

Par contre, si l'on retient la formule réduite :

$$r_d = \frac{MgH}{Ae} \qquad (2)$$

on obtient des valeurs très supérieures à celles données par le pénétromètre statique. En effet, pour notre pénétromètre dynamique, le rapport $M/(M+M')$ de la formule (1) varie entre 0,8 et 0,4, lorsque la profondeur de l'essai varie entre 0 et 30 m.

CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES DES SOLS

Entre 1973 et 1980, de nombreux essais ont été effectués, dans des sols de natures variées, avec un pénétromètre dynamique SERMES décrit par Baudrillard [5].

Les principales caractéristiques sont les suivantes :
- mouton à masse variable : 30, 60 ou 90 kg,
- mécanisme de levage : moteur pneumatique associé au mouton,
- hauteur de chute constante : 0,4 m,
- diamètre de la pointe cylindro-conique : 61,8 mm,
- diamètre d'une tige creuse : 40 mm,
- longueur d'une tige : 1 m,
- poids d'une tige : 3,65 kg,
- cadence de frappe : 30 coups par minute.

Tous les sols ont fait systématiquement l'objet de trois types d'essais :
- pointe de même diamètre que les tiges,
- pointe débordante,
- pointe débordante avec injection de boue.

L'allure des courbes expérimentales sont toutes comparables à celles de la figure 2 ou de la figure 4, sachant que toutes les valeurs ont été calculées avec la formule (1).

Ce sont les essais avec injection de bentonite qui donnent les résultats les plus faibles et du même ordre de grandeur que ceux obtenus au pénétromètre statique.

De tous ces essais, nous avons pu définir des plages de résistance dynamique unitaire de pointe correspondant aux différents types de sols que nous résumons dans le tableau I.

TABLEAU I

Résistance dynamique unitaire de pointe mesurée dans différentes natures de sols

Nature du sol	q_d (MPa)
vase	0,1 à 1
limon	0,6 à 1,5
argile molle	0,1 à 1,5
argile consistante	1,5 à 3
argile raide	3 à 5
argile raide caillouteuse	3 à 7
sable lâche	0,2 à 4
sable dense	5 à 30
sable argileux	4 à 7
sable et graviers lâches	0,5 à 4
sable et graviers denses	7 à 35
craie molle	0,7 à 4
craie indurée	10 à 50
marne	6 à 15
marne raide ou indurée	20 à 100

D'après les diagrammes pénétrométriques, on peut noter que dans les sols homogènes q_d augmente très légèrement avec la profondeur.

Cependant, contrairement à ce qui se passe avec le pénétromètre statique, le sol plastifié autour de la pointe du pénétromètre dynamique n'est pas parfaitement contenu, du fait de l'existence d'un espace annulaire.

La présence de la nappe phréatique ne semble pas avoir d'effet sensible sur les résultats obtenus avec une pointe débordante et une injection de boue ; par contre son effet est non négligeable pour une pointe non débordante.

Par ailleurs, ayant effectué des essais mobilisant le maximum de frottement latéral dynamique, nous avons tenté de chiffrer le rapport entre la résistance dynamique unitaire de pointe, q_d, et le frottement dynamique, f_d, en fonction des types de sols présentés dans le tableau II.

L'examen de ce tableau montre que :
- certaines argiles peuvent développer un frottement latéral élevé,
- les sables et graviers propres et denses présentent un frottement latéral dynamique négligeable,
- les vases et les silts manifestent un frottement latéral dynamique faible à cause de leur sensibilité,

– les craies molles offrent un frottement dynamique très faible à cause de leur thixotropie.

TABLEAU II

Rapport entre la résistance dynamique unitaire de pointe et le frottement latéral unitaire, pour différentes natures de sols

Nature du sol	q_d/f_d
argile raide	13 à 20
argile sableuse	49 à 84
sable limoneux, limon sableux, sable fin lâche	30 à 68
sable grossier graveleux, limoneux ou argileux et sable fin dense	54 à 113
vase, limon, argile molle	50 à 200
craie molle ou tendre	350
sable et grave propres et denses	>>

TENTATIVES D'APPLICATION DES NORMES EUROPÉENNES

Disposant d'un grand nombre de résultats d'essais effectués avec le pénétromètre dynamique SERMES, nous avons fait quelques essais en modifiant seulement le mouton afin de disposer d'une énergie équivalente à celle du mouton SPT, comme le préconisent les normes européennes [6].

Les diagrammes de la figure 5 montrent que les résultats obtenus au SERMES sont de 10 à 20 % plus faibles

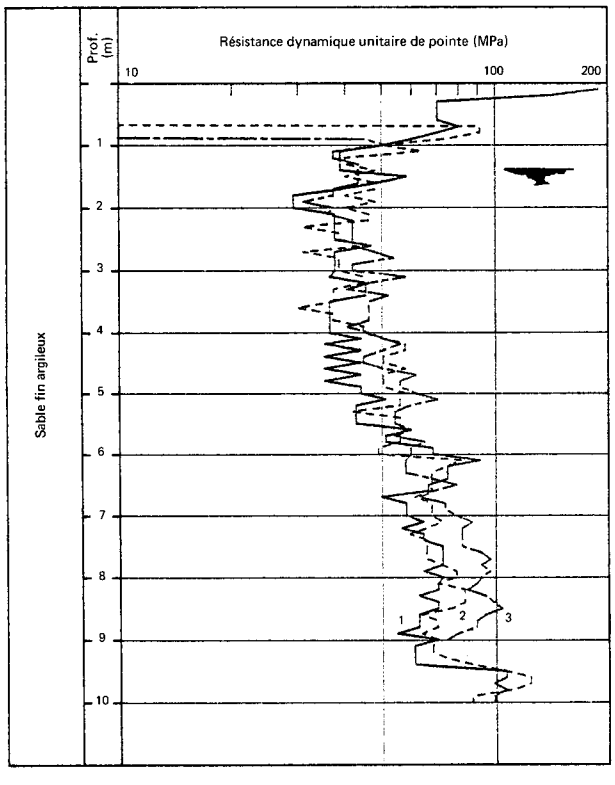


Fig. 5 – Diagrammes obtenus :
(1) avec le pénétromètre dynamique SERMES,
(2) (3) un mouton type SPT.

que ceux correspondant à une énergie SPT. Cela nous semble être dû essentiellement à la différence de hauteur de chute du mouton qui est de 0,40 m pour le SERMES et 0,76 m pour le SPT. En effet, Dahlberg [7] indique que la variation de la hauteur de chute influence beaucoup la résistance à la pénétration. Toutefois, le mouton SPT étant un matériel de série, nous n'avons pas tenu compte des sujétions liées à sa conception.

Par ailleurs, il nous semble important qu'à hauteur de chute constante, on puisse disposer d'une masse variable adaptée à la résistance du sol. Ainsi, nous considérons que dans les vases et les argiles molles, l'énergie de frappe ne devrait pas dépasser 200 joules.

Nous considérons également qu'il est indispensable que tout pénétromètre dynamique fasse l'objet d'un calibrage de l'énergie transmise au train de tiges.

CONCLUSIONS

Pour une reconnaissance de sols, l'essai au pénétromètre dynamique doit fournir une résistance dynamique unitaire de pointe qui puisse caractériser parfaitement une tranche de sol sans que ce résultat soit influencé par les couches de sols sus-jacentes.

Avec une pointe débordante et une injection de boue, il est possible d'effectuer des essais au pénétromètre dynamique dans les sols cohérents et pulvérulents, quelles que soient leur consistance et leur compacité.

Ainsi, moyennant une adaptation de l'énergie à la résistance du sol, l'essai au pénétromètre dynamique peut être effectué dans les sols mous d'une manière aussi significative qu'avec un pénétromètre statique. En outre, dans des sols graveleux et caillouteux, le pénétromètre dynamique fournit des résultats plus réalistes que le pénétromètre statique dont la pointe a un diamètre généralement inférieur à 40 mm.

2. Ses applications

Le sondage au pénétromètre dynamique est très certainement l'une des plus anciennes méthodes d'investigation, dérivant directement de la mise en œuvre des pilots en bois, il y a de cela de nombreux siècles.

Après plusieurs années de recherche [8], nous avons mis en évidence les facteurs perturbant les essais au pénétromètre dynamique, principalement dans les sols cohérents, et nous avons retenu des moyens simples pour les neutraliser. Ainsi, l'essai au pénétromètre dynamique peut devenir un essai en place de mécanique des sols à part entière, et il devrait trouver des applications dans des domaines compatibles avec ses performances.

Cependant, une standardisation du matériel et du processus opératoire est indispensable si l'on souhaite que la résistance dynamique unitaire de pointe, q_d, devienne un paramètre permettant de caractériser un sol et pouvant être apprécié de la même manière par tous les ingénieurs de mécanique des sols.

CONDITIONS D'UTILISATION DU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE

Pour pouvoir considérer l'essai au pénétromètre dynamique comme un essai en place de mécanique des sols, il faut qu'il soit régi par des règles et que l'on ait défini ses possibilités et ses limites d'utilisation.

Règles à respecter

D'une manière générale, les essais au pénétromètre dynamique doivent être conduits de façon que la résistance dynamique unitaire de pointe puisse caractériser parfaitement une tranche de sol sans que ce résultat soit influencé par les couches de sols sus-jacentes et par la conception du matériel. Pour cela, il faut utiliser une pointe débordante avec un tubage de revêtement, ou une injection de boue. Une telle injection, qui consiste en un simple remplissage de l'espace annulaire entre le train de tiges et les parois du sondage (fig. 6), est plus facile de mise en œuvre qu'un tubage de revêtement qui nécessite une adaptation particulière du matériel et impose un équipement en tubes plus important.

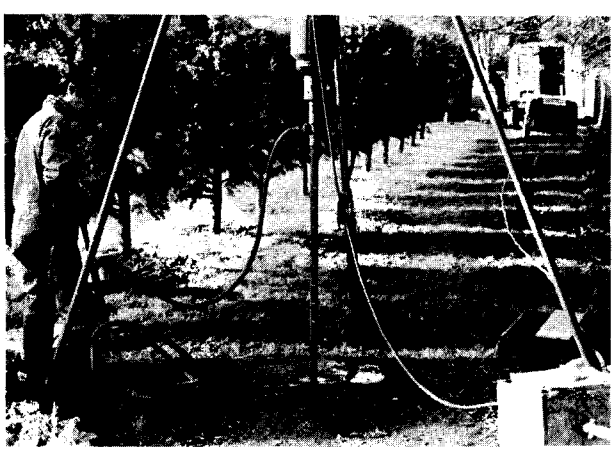


Fig. 6 – Équipement pour l'injection de boue.

En outre, dans les sols cohérents, le tube de relèvement peut être arrêté par frottement latéral et son extraction n'est pas toujours aisée.

Certains utilisateurs du pénétromètre dynamique qui n'utilisent ni le tubage de revêtement, ni l'injection de boue, recommandent la mesure du frottement latéral parasite en effectuant régulièrement une mesure du moment de torsion du train de tiges. Ce procédé nous paraît peu efficace,car il comporte de nombreux défauts, en particulier :

– la rotation des tiges n'est pas uniforme avec la profondeur,

– le frottement latéral par torsion, qui se rapproche davantage d'une sollicitation statique, est généralement différent de celui obtenu pendant une sollicitation dynamique,

– il ne prend pas en compte les effets parasites dynamiques tels que l'augmentation des contraintes latérales près de la pointe et l'effet dynamique sur les sols éboulés dans le sondage.

Quant à la conception du matériel, nous recommandons d'adapter l'énergie à la résistance du sol, en modifiant la masse du mouton et en gardant la hauteur de chute constante.

Possibilités du pénétromètre dynamique

Le pénétromètre dynamique présente certaines particularités intéressantes :

– le matériel peut être démonté en éléments indépendants facilement transportables,

– son installation est possible tant sur un site accidenté qu'en site aquatique,

– il ne nécessite pas de massif de réaction comme le pénétromètre statique,

– il peut être utilisé dans tous les sols ne renfermant pas de blocs, au-dessus comme en dessous de la nappe phréatique,

– il est possible d'adapter l'énergie de frappe à la résistance du sol,

– il n'y a pas de possibilité de remaniement des sols par un forage préalable comme pour l'essai SPT.

Limites d'utilisation

Dans l'état actuel du matériel courant, on ne peut mesurer que le seul paramètre q_d qui est insuffisant pour situer qualitativement la nature du sol. Cette limite peut être levée avec un matériel plus élaboré.

Une seconde limitation concerne la profondeur d'essai compte tenu du mode d'interprétation actuel. En effet, nous pensons qu'au-delà de 25 à 30 m de profondeur, il est nécessaire de prendre en considération l'effet du train de tiges sur la propagation de l'énergie et le comportement de la pointe.

RECONNAISSANCE DES SITES

Le pénétromètre dynamique est bien adapté aux études préliminaires de reconnaissance de sites et peut apporter une contribution certaine dans :

– le zonage d'un site et la définition de l'aptitude des sols à recevoir certains types de constructions, ou l'orientation de la conception des fondations ;

– la reconnaissance de la position du toit du substratum en complément de mesures sismiques ou de sondages carottés ;

– l'étude préliminaire d'un glissement de talus, par la mise en évidence de la géométrie des couches de sols de faibles caractéristiques (fig. 7) et la pose d'appareils d'observation comme les piézomètres, les inclinomètres, etc. ;

– la recherche de cavités karstiques ou de zones de terrains décomprimés (fig. 8). Cependant, dans ce cas

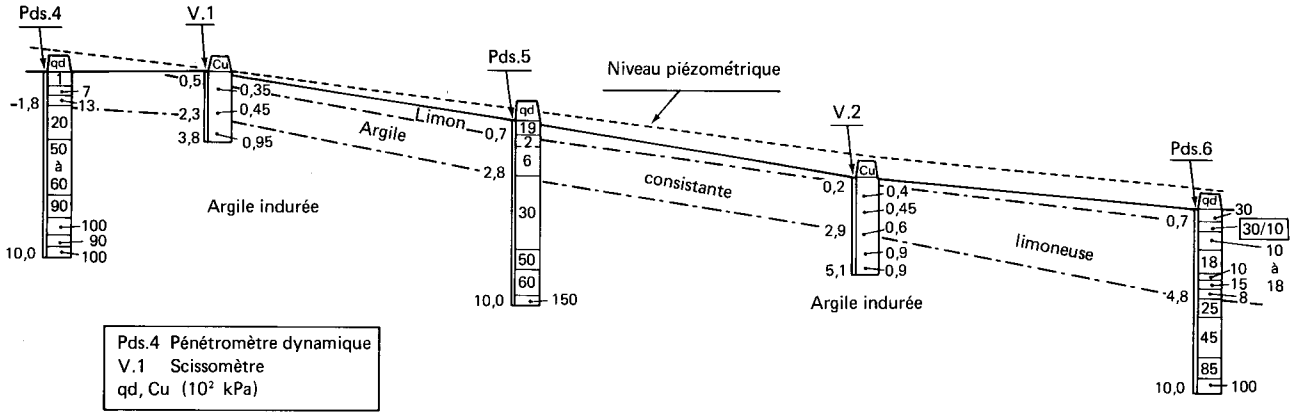


Fig. 7 — Reconnaissance d'un glissement superficiel.

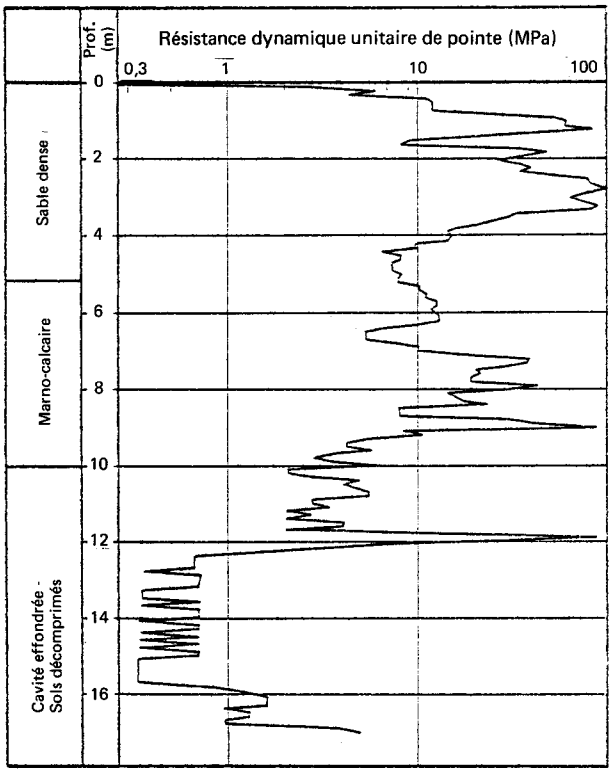


Fig. 8 — Mise en évidence de sols décomprimés dans une cavité karstique.

particulier, il faudra bien fixer la pointe et noter les éventuelles pertes de boue. Toutefois, le sondage au pénétromètre dynamique peut être avantageusement alterné avec des forages destructifs et la mesure de paramètres de forages,

– la reconnaissance préliminaire de zone tourbeuse où le pénétromètre dynamique permet de compléter les indications données par des sondages au pénétromètre statique portatif (fig. 9).

DÉTERMINATION DES PROFILS DE SOLS

Pour la détermination des profils de sols, il est indispensable de mesurer q_d d'une manière significative, moyennant quoi on peut :

– déterminer la géométrie des couches (fig. 9) et effectuer des corrélations latérales entre les sondages en considérant d'une part les valeurs q_d, et d'autre part les caractéristiques de la radioactivité naturelle des sols ;

– vérifier l'amélioration due à la consolidation des sols ou la régularité et la qualité d'un compactage ;

– apprécier les caractéristiques mécaniques des sols gravelo-caillouteux où l'utilisation du pénétromètre statique est peu recommandée.

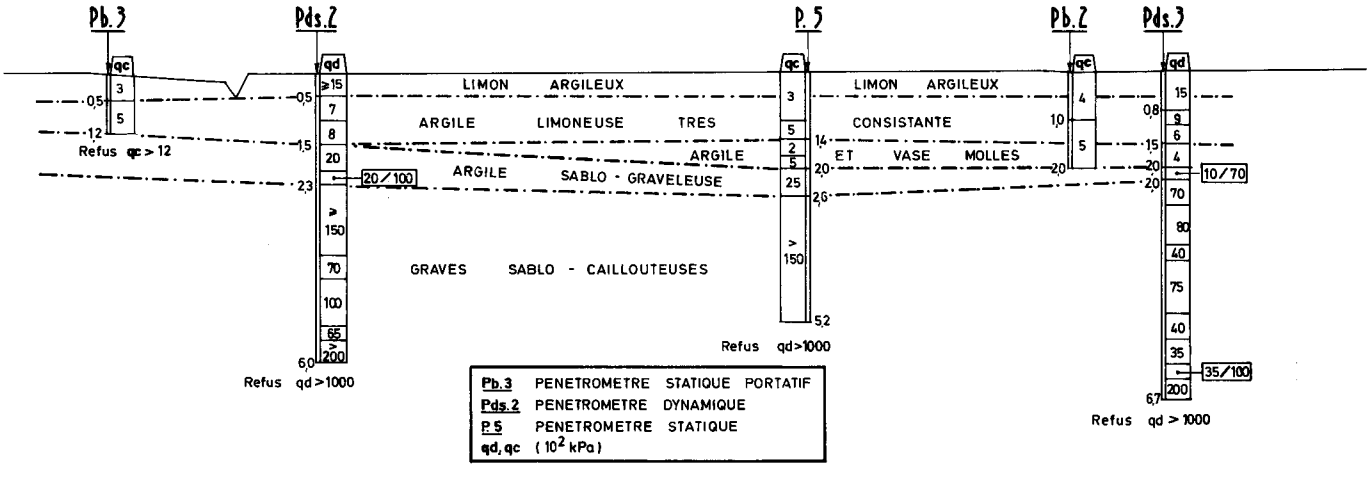


Fig. 9 — Reconnaissance de sols mous avec un pénétromètre statique portatif et des pénétromètres statiques et dynamiques.

PRÉVISION DE LA PÉNÉTRABILITÉ DES SOLS RAIDES ET DES ROCHES TENDRES OU FISSURÉES PAR LES PALPLANCHES ET LES PIEUX BATTUS

Pour la prévision de la pénétrabilité des sols par les pieux ou palplanches, le pénétromètre dynamique a une position privilégiée, car il sollicite le sol dans des conditions semblables à celles des pieux ou palplanches, hormis l'effet d'échelle. Toutefois, pour ce genre de problèmes, nous conseillons deux types d'essais :

– l'essai avec une pointe de même diamètre que le train de tiges, qui permettra de mettre en évidence le frottement latéral en donnant une résistance dynamique globale ;

– l'essai avec une pointe débordante et une injection de boue qui caractérise la résistance des différentes couches de sols et facilite l'estimation de la longueur minimale des éléments à battre ou les risques de refus prématuré, localisé ou systématique.

Cependant, ces essais imposent tout particulièrement d'adapter l'énergie de frappe à la résistance du sol et de préciser l'énergie nécessaire à la pénétration.

L'essai au pénétromètre dynamique permet ainsi deux approches du problème :

1. Une caractérisation globale

Avec un pénétromètre standard, on peut définir :

– la résistance dynamique de pointe ; elle permet de préciser une profondeur qui sera souvent dépassée par des palplanches ou des pieux H, et cela, de 1 à 2 m en moyenne ;

– la résistance dynamique globale qui met en évidence la résistance au frottement latéral et permet d'appréhender la profondeur de refus des pieux déplaçant le sol ;

– la résistance dynamique de pointe qui permet de préciser l'hétérogénéité des terrains et d'orienter le choix de l'implantation de la ou des zones d'essais de battage.

2. Une caractérisation spécifique

En faisant varier l'énergie de frappe, on peut apprécier son effet sur la résistance du sol.

PORTANCE DES FONDATIONS

Actuellement, il n'existe pas de méthodes satisfaisantes permettant de déterminer la portance des fondations directement à partir de l'essai au pénétromètre dynamique.

Possibilités du pénétromètre dynamique

Nous proposons, dans l'état actuel de nos connaissances, de limiter l'utilisation du pénétromètre dynamique :

– aux études préliminaires, afin d'orienter le choix des fondations et de préciser sommairement leur capacité portante ;

– au prédimensionnement des fondations, lorsque le coefficient de sécurité par rapport à la rupture est important, que la reconnaissance a été suffisamment profonde et que les problèmes de tassement ne sont pas à considérer. Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, il faudra procéder obligatoirement à des essais complémentaires plus élaborés et adaptés au problème posé ;

– en complément à des essais pressiométriques, afin d'en limiter le nombre sans être tenté par des extrapolations trop téméraires.

Corrélations

A partir des nombreux essais effectués sur les mêmes sites avec :

– un pénétromètre dynamique SERMES à pointe débordante et injection de boue,

– un scissomètre de chantier,

– un pénétromètre statique à pointe fixe ou mobile,

– un pressiomètre standard,

nous avons pu établir des intervalles de variation des rapports entre les principaux paramètres, résumés dans le tableau III :

q_d : résistance dynamique unitaire de pointe,
q_c : résistance statique unitaire de pointe,
P_l : pression limite pressiométrique standard,
E_M : module pressiométrique standard,
C_u : cohésion non drainée mesurée au scissomètre de chantier.

TABLEAU III

Rapport entre q_d, q_c, P_l et E_M selon la nature et l'état des sols

	q_d/q_c	q_d/P_l	q_d/E_M
Argiles, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	≈ 1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

Le but de ce tableau est de montrer qu'il existe des relations entre les paramètres mesurés lors des différents essais en place. Il indique également que par rapport au pénétromètre statique, le pénétromètre dynamique fournit des valeurs plus faibles dans les sables et graviers denses, des valeurs pratiquement égales dans les argiles, limons et vases normalement consolidés, les sables lâches et moyennement denses, et des valeurs plus élevées dans les argiles et limons surconsolidés. Pour ce dernier cas, il faut rappeler que le pénétromètre dynamique est muni d'une pointe cylindroconique qui mobilise inéluctablement un frottement latéral localisé.

Les valeurs présentées dans le tableau III soulignent l'importance de la nature des sols et de leur état.

Toutefois, afin de conforter notre proposition qui consiste à dire que le pénétromètre dynamique peut être utilisé dans tous les sols, nous donnons sur les

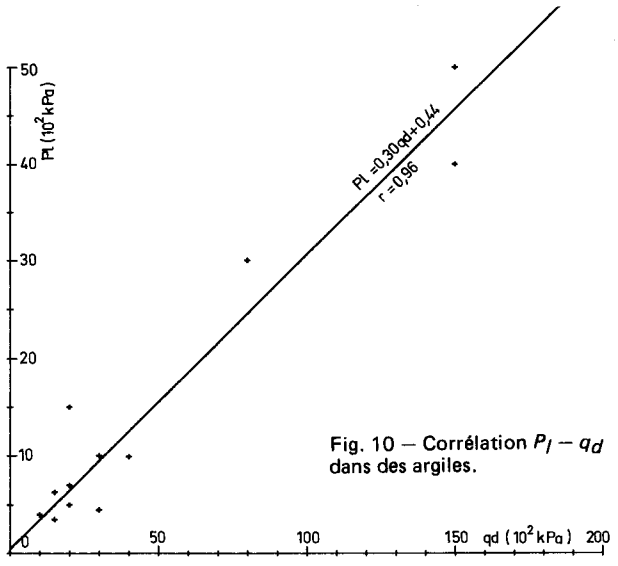


Fig. 10 – Corrélation $P_l - q_d$ dans des argiles.

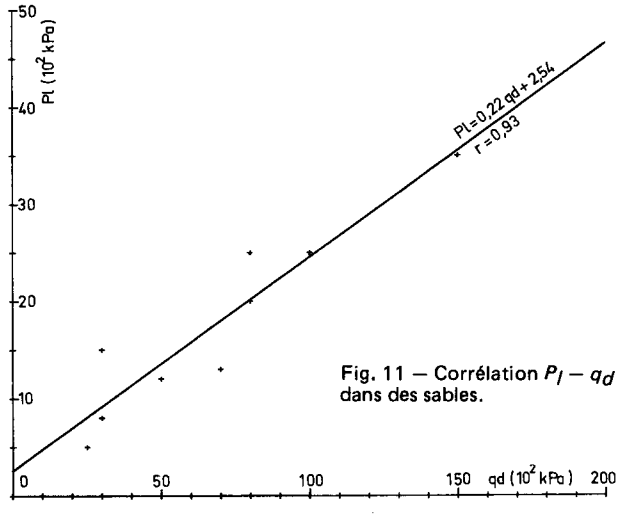


Fig. 11 – Corrélation $P_l - q_d$ dans des sables.

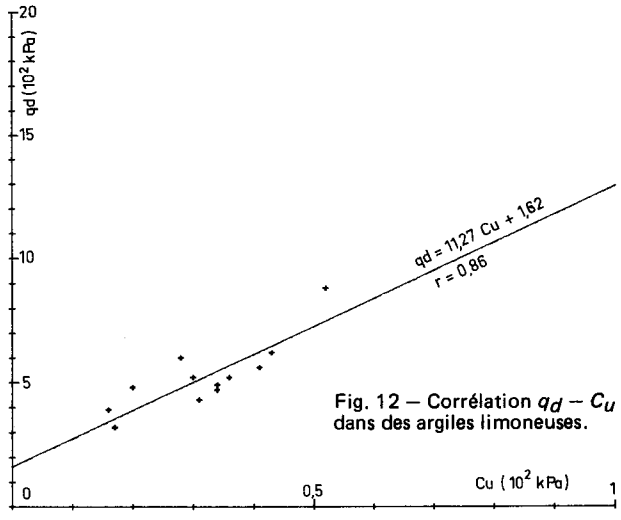


Fig. 12 – Corrélation $q_d - C_u$ dans des argiles limoneuses.

figures 10 - 11 et 12 des exemples de corrélations entre P_l et q_d ou C_u et q_d dans des sols de natures différentes.

Ces corrélations sont très encourageantes, car elles permettent de situer le pénétromètre dynamique par rapport aux autres essais en place d'une manière satisfaisante.

CONCLUSIONS

Nous souhaitons avoir démontré l'utilité du pénétromètre dynamique dans l'étude des problèmes de mécanique des sols.

Points acquis

Utilisé correctement, avec un matériel et un processus opératoire standardisé, il permet de caractériser parfaitement des sols selon leur nature et leur état.

La résistance dynamique unitaire de points présente des corrélations intéressantes avec l'essai pressiométrique, ce qui permet d'envisager pour cet appareil un développement certain.

Points à préciser

Nous avons également signalé que les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique sont sensibles à la cadence de frappe et à la vitesse de frappe du mouton, leurs effets sur les valeurs mesurées devraient être mis en évidence et quantifiés.

En outre, il est indispensable que l'énergie de frappe soit étalonnée et vérifiée de temps en temps.

Enfin, pour la capacité portante des fondations, il faudrait reconsidérer toutes les « recettes » qui ont pu être établies, et cela, en fonction des paramètres fournis par un pénétromètre dynamique standard.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] CASSAN M., Les essais in situ en mécanique des sols, *Construction*, **5**, 1969, p. 178-181.

[2] MEARDI G., puis J.W GADSBY, The correlation of cone size in the dynamic cone penetration test with the standard penetration test, *Géotechnique* **21** n° 2, 1971, Discussions, p. 184-189.

[3] MOHAN D., AGGARWALL V.S. et TOLIA D.S., The correlation of cone size in the dynamic cone penetration test with the standard penetration test, *Géotechnique* **20** n° 3, 1970, p. 315-319.

[4] PFISTER P., Utilisation combinée du sondage et de l'essai PDS pour la reconnaissance des sols, Communication au Comité français de Géologie de l'ingénieur, 1973.

[5] BAUDRILLARD J., New development in dynamic penetration testing, Proceedings ESOPT - Stockholm, 1974, vol. **2-2**, p. 25-32.

[6] Norme recommandée pour le sondage au pénétromètre dynamique, Compte rendu IX ICSMFE, Tokyo 1977, vol. **3**, p. 136-145.

[7] DAHLBERG R., et BERGDAHL V., Investigations on the swedish ramsounding method, Proceedings ESOPT - Stockholm, 1974, vol. **2-2**, p. 93-101.

[8] WASCHKOWSKI E., Étude expérimentale du comportement d'un pénétromètre dynamique, R. LR Blois, 1979.

ESSAIS DE PÉNÉTRATION suite

Le pressio-pénétromètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer

Samuel AMAR
Adjoint au chef de la division Géotechnique
Mécanique des sols I

François BAGUELIN
Directeur technique

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Jean-François JÉZÉQUEL
Ingénieur
Laboratoire régional de Saint-Brieuc

RÉSUMÉ

On présente un appareillage nouveau destiné à l'étude en place des sols sous des profondeurs d'eau pouvant atteindre 100 m. Cet appareil permet en particulier de mesurer la résistance à la pénétration statique ou dynamique des sols et d'effectuer des essais pressiométriques – notamment de type cyclique – dans les meilleures conditions de fiabilité et de précision. L'appareillage comporte une chaîne électronique de commande automatique des essais et de traitement en temps réel des informations.

Enfin, des essais comparatifs de pénétrations statique et dynamique sont donnés pour un site de limon et de sable.

MOTS CLÉS : *42 - En place - Sous l'eau - Pressiomètre - Pénétromètre statique - Pénétromètre dynamique - Commande - Automatique - Temps réel - Traitement de l'information - Charge cyclique - Mécanique des sols -/Pressio-pénétromètre.*

Alors qu'il y a quelque temps encore il était possible d'intervenir sur un site avec plusieurs types d'appareils, d'adapter la méthode de reconnaissance au fur et à mesure de son avancement, puis de traiter les informations recueillies une fois de retour au bureau, aujourd'hui il faut pouvoir intervenir rapidement dans les conditions de site les plus difficiles, et souvent donner immédiatement au constructeur les informations recherchées.

Le développement des actions en site marin est typique à ce sujet : les conditions de travail, le coût des supports flottants, la grande variété et la complexité des problèmes géotechniques posés, tout cela pousse à la mise au point de méthodes de reconnaissance nouvelles, répondant aux critères énoncés plus haut.

C'est pour répondre à ces besoins que les laboratoires des Ponts et Chaussées ont conçu, construit et mis au point un nouvel appareil, le « pressio-pénétromètre LPC ».

Cet appareil peut aussi bien être utilisé en site terrestre qu'en site marin. Cependant, la reconnaissance sous l'eau imposant des dispositions spéciales, c'est ce dernier cas qui sera décrit ci-dessous, complété par quelques résultats expérimentaux caractéristiques.

PRINCIPE ET DESCRIPTION DE L'APPAREIL

La figure 1 donne le schéma de principe de l'appareil mis en œuvre à partir d'un engin de vibro-battage immergé; il comporte trois parties essentielles :

– les modules de mesure qui sont placés à l'extrémité inférieure d'un train de tubes;

– une cuve étanche fixée sur le bâti de la sondeuse et qui comporte différents appareillages d'essais et de mesure;

– enfin, une chaîne d'acquisition et de traitement de l'information placée sur le support flottant.

Ces trois parties sont reliées entre elles par des câbles électriques et autres.

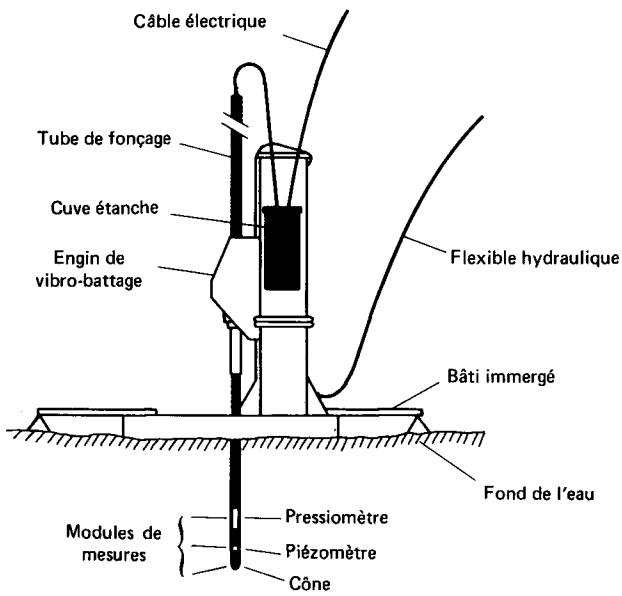


Fig. 1. Schéma du pressio-pénétromètre et de l'engin de vibro-battage.

Modules de mesure du pressio-pénétromètre LPC

Ces modules ont un diamètre de 89 mm. Ils sont assemblés, puis fixés à l'extrémité d'un train de tubes de 114 mm de diamètre.

Pointe pénétrométrique

Il s'agit d'une pointe conique munie d'un peson à jauges de déformation (montage pont-complet). Le peson est dimensionné pour résister à une charge maximale de 300 kN. L'ensemble de la chaîne de mesure permet de connaître la résistance du sol au poinçonnement avec une précision supérieure à ± 50 kPa.

Le dispositif peut être éventuellement complété par un manchon de frottement, équipé lui-même d'un peson à jauges adapté.

Les mesures de résistance à la pénétration peuvent être effectuées, soit en pénétration statique, soit sous l'action des chocs de vibro-battage.

Cellule pressiométrique

Ce module est constitué d'une cellule unique (il n'y a pas de cellule de garde), d'élancement quatre. Le revêtement de la cellule a été conçu spécialement pour résister à l'opération d'introduction à force dans le sol, sous l'action du vibro-battage. Il a été conçu également pour admettre sans dommages un doublement de volume lors de l'essai d'expansion.

La mesure de la pression dans la cellule est effectuée par un capteur électrique incorporé, ce qui permet d'éliminer tout phénomène de perte de charge.

La cellule est dilatée par un débit d'eau obtenu par une pompe volumétrique placée dans la cuve étanche fixée au bâti de l'engin de vibro-battage. Cellule et pompe volumétrique sont reliées par un flexible semi-rigide.

Module piézométrique

Il s'agit d'un piézomètre à volume constant, constitué d'une surface filtrante, et comportant un capteur électrique de pression incorporé. Ce module peut être placé immédiatement derrière la pointe du pénétromètre ou au-dessus de la cellule pressiométrique. Les mesures de la pression interstitielle sont effectuées, soit en cours de pénétration, soit à l'arrêt, par exemple durant les essais d'expansion.

Cuve étanche

Elle est fixée sur le bâti de la sondeuse par l'intermédiaire d'amortisseurs limitant l'effet du vibro-battage.

Cette cuve permet les connexions diverses avec les modules de mesure d'une part, et avec la surface d'autre part.

Elle comporte surtout la pompe volumétrique destinée à dilater la cellule pressiométrique. Cette pompe est constituée d'un ensemble cylindre-piston mû à l'aide d'un micro-moteur électrique. Ce système permet d'imprimer à la cellule pressiométrique une vitesse régulière de déformation [1] tant en gonflement qu'en dégonflement, et il est donc parfaitement adapté aux chargements cycliques [2]. Le volume injecté dans la cellule pressiométrique est donné à partir de comparateurs électriques qui mesurent le déplacement du piston dans le cylindre.

Les caractéristiques principales de cette pompe sont les suivantes :

– pression maximale admissible : 2 500 kPa;

– volume utile d'injection : 2 500 cm^3, ce qui permet une dilatation volumétrique maximale de la cellule pressiométrique de 113 %;

– précision dans la mesure des volumes de ± 4 cm^3, soit ± 16 % en dilatation volumétrique.

Le débit de la pompe peut être réglé à volonté dans une certaine gamme. Usuellement, on utilise un débit

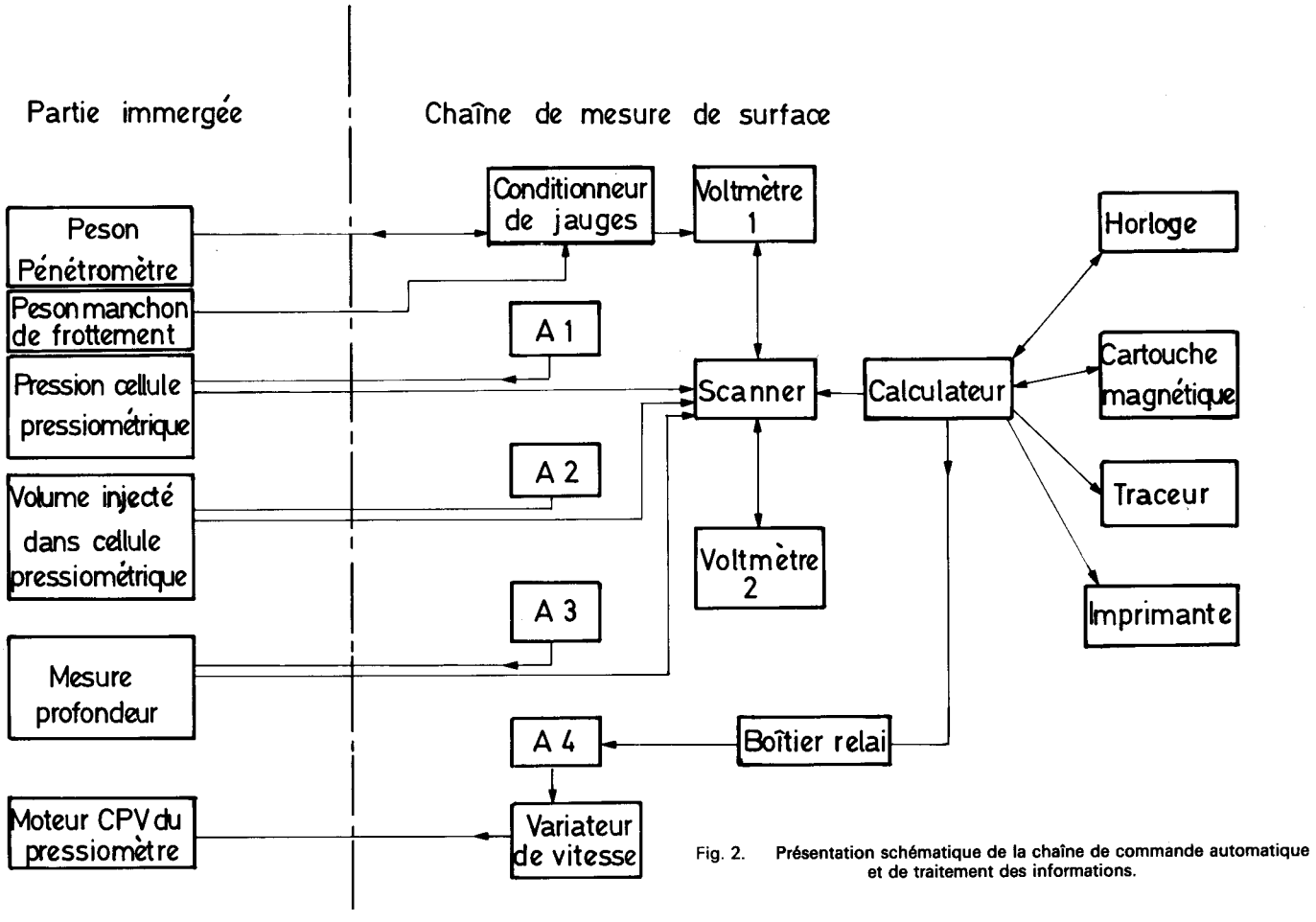


Fig. 2. Présentation schématique de la chaîne de commande automatique et de traitement des informations.

de 240 cm^3 par minute, ce qui permet d'atteindre en dix minutes la pression limite conventionnelle p_l (doublement de volume de la cavité initiale).

Chaîne d'acquisition et de traitement

Cette chaîne est organisée autour d'un calculateur programmable permettant ainsi le déroulement automatique de séquences de mesures, l'enregistrement des données et leur traitement en temps réel et/ou en différé.
La figure 2 en donne une représentation schématique; on remarquera deux points importants :

– l'utilisation de deux voltmètres. L'un est adapté en particulier aux mesures pressiométriques, le second est réservé aux mesures dynamiques, car celles-ci demandent des performances spéciales, notamment en vitesse d'acquisition;

– l'adjonction d'une voie « mesure des profondeurs ». Il s'agit de l'information donnant la profondeur de pénétration de la pointe dans le sol. Cette mesure est obtenue en « off shore » indirectement par l'adjonction d'un système potentiométrique donnant le déplacement de la tête de la sondeuse par rapport à son bâti. Cela implique qu'il n'y ait pas de glissement du tube de forage dans la tête de la sondeuse, ni enfoncement de celle-ci dans le sol. On estime en général connaître la cote atteinte à ± 10 cm près.

La procédure de mise en œuvre du pressio-pénétromètre LPC, ainsi que les performances de pénétration dépendent pour une large part des conditions de sites et des capacités de l'engin de vibro-battage utilisé.

MISE EN PLACE DE L'APPAREIL

Voici sommairement décrite la suite des opérations qui ont été réalisées dans un cas concret de reconnaissance de sols sous 50 m d'eau (l'engin de vibro-battage était le vibro-marteau annulaire des techniques Louis Ménard [3]).

– Préparation du matériel sur le support flottant. Cette opération comprend le montage des modules de mesure et de la chaîne d'acquisition et de traitement, la saturation des circuits hydrauliques du pressiomètre et du piézomètre, ainsi que tous les étalonnages et vérifications habituels. Les modules de mesure sont fixés sur le train de tubes lequel est enfilé dans la tête de battage de la sondeuse;

– Descente de l'ensemble au fond de l'eau à l'aide d'un engin de levage approprié. On effectue alors les mesures de zéro des différents appareils;

– Pénétration dans le terrain. Durant l'opération qui est commandée par l'opérateur de la sondeuse, le calculateur effectue automatiquement les mesures de profondeur d'enfoncement et de résistance de pointe. Ces mesures sont traitées immédiatement et sorties en temps réel sur la table traçante. Les essais d'expansion sont effectués après arrêt de la pénétration : ils se déroulent automatiquement et sont interprétés en temps réel par tracé de la courbe corrigée et impression des caractéristiques pressiométriques.

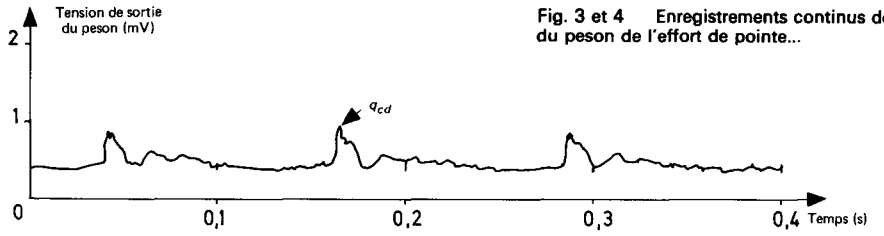


Fig. 3 et 4 Enregistrements continus de la tension de sortie du peson de l'effort de pointe...

Fig. 3. ... dans un limon compressible à 3,8 m de profondeur.

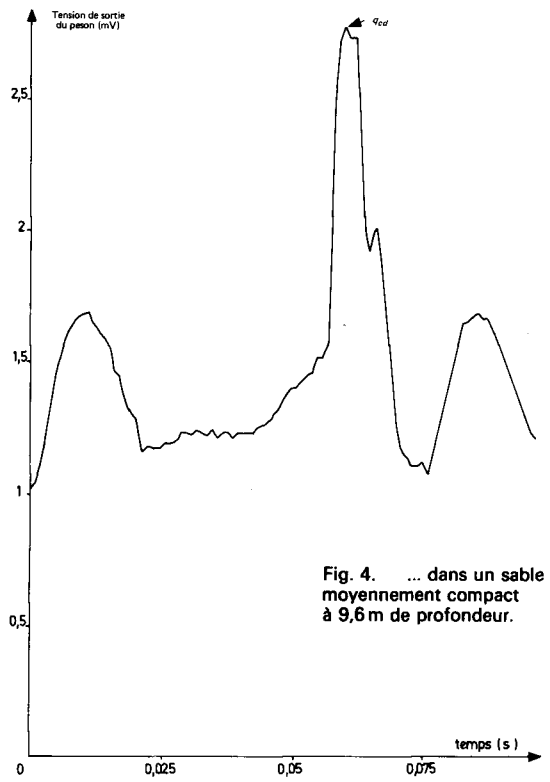


Fig. 4. ... dans un sable moyennement compact à 9,6 m de profondeur.

On obtient des réponses en dents de scie présentant un maximum, suivi d'oscillations plus ou moins accentuées. Ce sont ces valeurs maximales qui représentent la résistance dynamique (q_{cd}) du sol et qui, finalement, sont seules retenues.

On donne ensuite à la figure 5 un profil de pénétration représentant l'évolution de cette résistance de pointe dynamique (q_{cd}) en fonction de la profondeur (z) et, en comparaison, un profil de pénétration statique donnant la résistance de pointe (q_c). Ce profil a été effectué à 20 m de distance environ, à l'aide d'un appareil Gouda de 10 cm^2 de section, équipé d'une pointe électrique et pour une vitesse de pénétration de 2 cm par seconde. Le sol est composé de silts et de sables fins et comporte vers 8 m de profondeur une couche de sable plus compacte, mais hétérogène.

– Extraction du pressio-pénétromètre, une fois le profil de pénétration terminé, par vérinage statique ou contrebattage. Il est à noter que la réalisation d'un autre sondage voisin ne nécessite pas la remontée du matériel à la surface.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Il s'agit des résultats d'essais effectués sur un site de silts et de sables lâches à moyennement compacts. L'introduction de l'appareil dans le sol est effectuée par vibro-battage sous une fréquence de 10 Hz.

On se limite aux résultats de la mesure de la résistance de pointe, car les résultats des essais pressiométriques ne diffèrent pas de ceux obtenus par la méthode Ménard classique lorsque le pressiomètre est introduit à force dans le terrain, par exemple par battage :

– la figure 3 est l'enregistrement continu du peson de pointe en fonction du temps dans un niveau de sol très mou,

– la figure 4 est une tranche d'enregistrement des mêmes paramètres, mais dans un horizon plus compact.

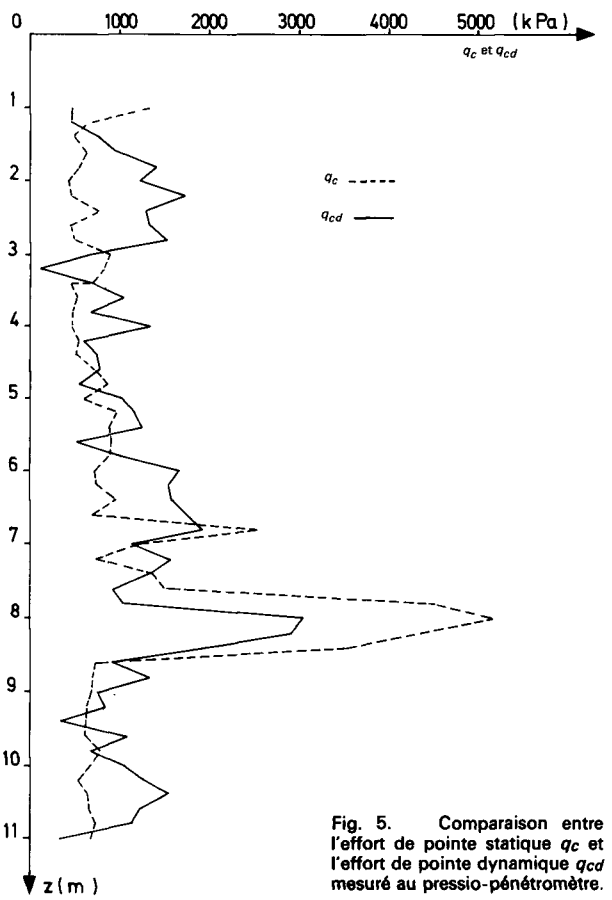


Fig. 5. Comparaison entre l'effort de pointe statique q_c et l'effort de pointe dynamique q_{cd} mesuré au pressio-pénétromètre.

CONCLUSIONS

Le pressio-pénétromètre LPC, qui a déjà montré son efficacité dans la reconnaissance des sols « off shore », présente, outre la possibilité d'automatisation et d'interprétation immédiate des résultats, plusieurs originalités :

– couplage possible de plusieurs appareils d'essais, notamment d'un pénétromètre et d'un pressiomètre;

– mesure de la résistance de pointe au pénétromètre foncé de manière statique ou dynamique, sous des fréquences de 10 à 20 Hz.

Ces originalités sont intéressantes en sites terrestres, mais surtout en « off shore » où la durée d'essais est un facteur important et où l'on doit, le plus souvent, adapter les mesures géotechniques aux engins de sondage existants.

En reconnaissance « off shore », une autre originalité doit être signalée : la cellule pressiométrique est dilatée à partir d'un « contrôleur-pression-volume » placé au fond de la mer. Cela permet d'éliminer la sujétion habituelle due aux dilatations et pertes de charges lorsque ce « CPV » demeure sur l'engin flottant. Cet avantage, lié à l'automatisme de la procédure d'expansion, fait que les chargements cycliques sont maintenant d'une réalisation très simple et conduisent à des caractéristiques mesurées très fiables.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J. F. et SHIELDS D. H., The Pressuremeter and Foundation Engineering, Series on rock and soil mechanics, *Trans Tech. Publications*, Switzerland, 1978.

[2] BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J. F. et LE MÉHAUTÉ A., Essais cycliques au pressiomètre autoforeur, *C.R. 10e Congrès int. Méc. des Sols et des Trav. de Fondations*, Stockholm, vol. 1, 1981, p. 547-550.

[3] MÉNARD L., Intérêt technique et économique du vibro-marteau hydraulique annulaire, 2e *Colloque int. sur l'exploitation des océans*, Bordeaux, oct. 1974.

ESSAIS DE PÉNÉTRATION suite

Le pénétro-gammadensimètre

Jean-Louis LEDOUX
Assistant
Laboratoire régional de Bordeaux

Jean MÉNARD
Assistant
Laboratoire régional de Rouen

Paul SOULARD
Assistant
Centre d'études et de construction de prototypes d'Angers

RÉSUMÉ

Le pénétro-gammadensimètre associe dans un même appareillage, un module de mesure de la résistance de pointe et un module de mesure de la masse volumique par diffusion γ.

La sonde prototype est mise en œuvre dans le sol à partir d'un bâti de fonçage hydraulique et les paramètres mesurés sont enregistrés avec l'équipement classique du pénétromètre à pointe électrique en y associant un module intégrateur.

Cet appareillage permet, pour les sols mous, d'améliorer la reconnaissance de la stratigraphie de différentes couches du sol et de mesurer en place le poids volumique avec une précision de 1 %.

MOTS CLÉS : *42 - En place - Pénétromètre à cône - Rayon gamma - Appareil de mesure à radioélément - Densité - Mécanique des sols - Sol - Strate - Compressibilité - Diagraphie - /Pénétro-gammadensimètre.*

Cet appareil prototype associe la mesure de la résistance de pointe au pénétromètre à la mesure de la masse volumique par gamma-densimétrie. Il a été conçu pour améliorer la reconnaissance stratigraphique des différents horizons et obtenir *in situ*, en continu, la masse volumique du sol.

PRÉSENTATION DE L'APPAREILLAGE

Le pénétro-gammadensimètre est composé d'une sonde foncée en continu dans le sol et reliée électriquement à un ensemble électronique de surface. Celui-ci permet le traitement et l'enregistrement des signaux issus de la sonde.

Description de la sonde

La sonde comprend deux modules. La partie basse constitue le module de mesure de la résistance de pointe (q_c), et le module supérieur permet la mesure de la masse volumique (ρ) (fig. 1).

Module de mesure de la résistance de pointe

Il est constitué d'une pointe non débordante de 45 mm de diamètre avec un cône de 60°. L'effort de pénétration de ce cône dans le sol provoque la déformation d'un peson équipé de jauges formant un pont de Wheatstone. Ces déformations sont enregistrées en surface.

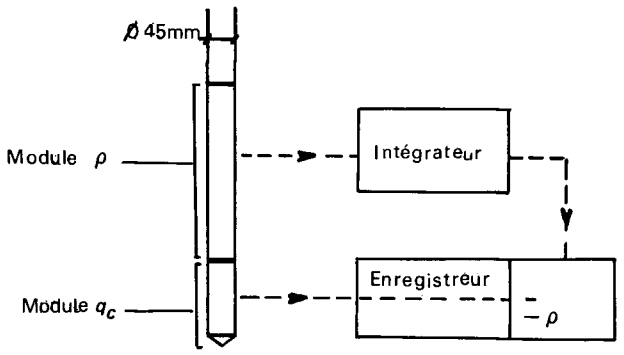


Fig. 1. Schéma de fonctionnement du pénétro-gammadensimètre.

Module de mesure de la masse volumique

La mesure de la masse volumique humide est réalisée grâce aux interactions des photons γ émis par une source radio-active de Césium avec les électrons des atomes composant le matériau. Les photons émis par la source sont diffusés par le matériau et une partie est absorbée. Les photons recueillis par le détecteur donnent lieu à un comptage permettant de connaître expérimentalement la masse volumique à partir d'une relation de la forme :

$$N = A \exp (B \times \rho)$$

avec :

N, la vitesse de comptage, A, B, des constantes dépendant de la géométrie de la sonde, ρ, la masse volumique.

L'ensemble source-détecteur, ainsi que l'électronique associée sont placés à l'intérieur d'un tube métallique de 45 mm de diamètre et de 40 cm de longueur, solidaire du module inférieur pénétrométrique.

Mode de fonçage

La sonde et son train de tiges sont foncés dans le sol à partir d'un bâti hydraulique comprenant deux vérins pouvant développer une force de 40 kN.

L'enfoncement est continu pour chaque élément de tige de 1 m, la vitesse est de 2 cm/s.

Enregistrement de surface

En surface, l'opérateur dispose d'un enregistreur graphique à deux voies, avec déroulement du papier asservi à l'enfoncement du train de tiges.

Le signal issu de la pointe du pénétromètre s'inscrit sur une voie suivant une échelle linéaire en fonction de l'effort de pointe (q_c).

Les comptages provenant du détecteur de la sonde γ sont traités à l'intérieur d'un intégrateur double. Ils sont ensuite transcrits sur la seconde voie de l'enregistreur suivant une échelle logarithmique correspondant à la masse volumique mesurée.

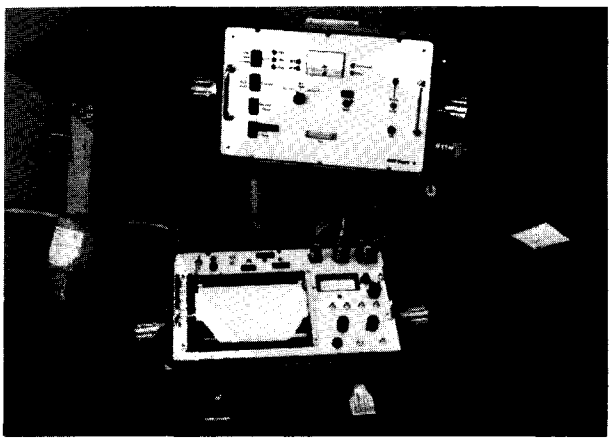


Fig. 2. L'intégrateur, l'enregistreur et la pointe dans son container.

La figure 2 montre l'intégrateur dans la partie haute, l'enregistreur graphique en bas, la pointe avec son container de protection sur la gauche.

Étalonnage de la sonde

L'étalonnage concerne essentiellement le module de mesure de la masse volumique. L'étalonnage du module pénétrométrique doit toutefois être réalisé régulièrement comme pour tous les pénétromètres à pointe électrique.

L'étalonnage de la sonde est indispensable pour connaître expérimentalement la relation entre les comptages et la masse volumique. Les résultats obtenus en laboratoire indiquent que cet étalonnage permet de connaître la masse volumique à un pour cent. Ces étalonnages varient en fonction du degré de saturation du matériau. L'erreur maximale sur la masse volumique due aux variations de teneur en eau, quand celle-ci passe de 0 à la teneur en eau de saturation peut être de 0,05 g/cm^3 vers 1,20 g/cm^3 et 0,01 g/cm^3 vers 2,70 g/cm^3.

Dans la pratique, nous opérons essentiellement dans des matériaux saturés et nous établissons la droite d'étalonnage à partir de trois points (fig. 3). Ces points correspondent à la masse volumique de l'eau, à celle d'un sable saturé et à celle d'un bloc de béton.

Cet étalonnage doit être réalisé au moins tous les six mois, pour tenir compte de la perte d'activité de la sonde.

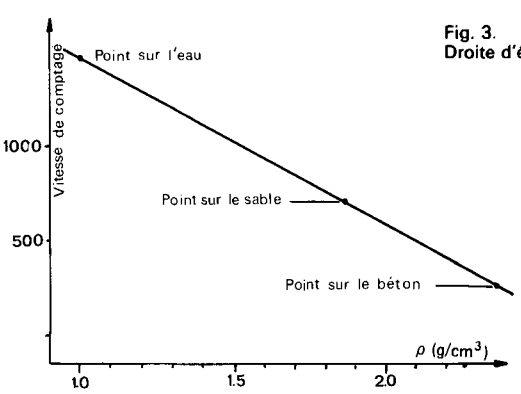


Fig. 3.
Droite d'étalonnage.

DOMAINES D'UTILISATION

Cet appareillage a été conçu essentiellement pour la reconnaissance des sols mous et l'étude de vastes zones de sols compressibles. La mesure de la masse volumique *in situ* doit contribuer à une meilleure identification des sols reconnus au pénétromètre et à mieux estimer leur compressibilité. Cette sonde peut donc être foncée dans des matériaux allant des sables lâches aux argiles et sols très organiques.

L'ensemble du matériel est mis en œuvre à partir d'un véhicule tout-terrain et, si nécessaire, décomposé en éléments portables à dos d'homme. Dans son fonctionnement des sécurités sont conçues pour éviter tout rayonnement accidentel lors des différentes manipulations.

RÉSULTATS OBTENUS

Nous avons réalisé de nombreux profils de mesures dans des sites de sols compressibles. Ces essais permettent d'apprécier la contribution apportée par la gammadensimétrie à la mesure de la résistance de pointe, tant au plan de l'identification des sols, qu'à celui de la mesure *in situ* de la masse volumique.

Identification des sols

Dans les alluvions compressibles étudiées, situées dans le sud-ouest de la France, il est fréquent de rencontrer des couches de matériaux très organiques (MO > 20 %). La détection de ces horizons est essentiellement pour apprécier la compressibilité du milieu.

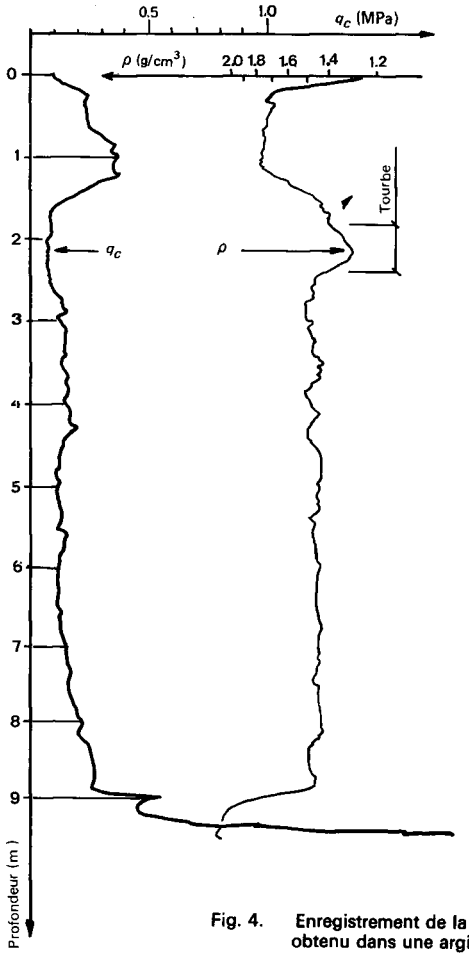


Fig. 4. Enregistrement de la masse volumique, obtenu dans une argile molle.

Lors de la reconnaissance pénétrométrique, ces couches organiques sont rarement identifiées au sein de la couche alluvionnaire. La mesure de la masse volumique permet alors de déceler facilement l'horizon organique, ainsi que son épaisseur, comme le montre le profil de la figure 4.

Mesure de la masse volumique

Afin d'estimer la précision des mesures de masse volumique de cet appareillage, nous avons réalisé certains profils au droit de carottages au piston stationnaire. Ces carottages nous ont permis de connaître la masse volumique ponctuelle des échantillons en laboratoire (mesure du poids et du volume).

L'enregistrement de la figure 4 a été obtenu dans une couche d'argile molle. La résistance de pointe varie peu au-dessous de 1,5 m de profondeur. L'enregistrement de la masse volumique montre qu'entre 1,5 et 2,3 m de profondeur, les valeurs mesurées sont comprises entre 12 g/cm^3 et 14 g/cm^3. Cela permet de localiser une couche de tourbe de moins de 1 m d'épaisseur.

L'examen des profils de masse volumique obtenus *in situ* et des mesures de laboratoire nous ont conduit aux remarques suivantes :

– les valeurs ponctuelles des mesures de laboratoire sont très voisines des valeurs obtenues en continu *in situ*;

– l'écart-type de l'enregistrement est de 0,02 à 0,03 g/cm^3, soit du même ordre de grandeur que pour les essais de laboratoire;

– les hétérogénéités d'épaisseur inférieure à 10 cm sont difficilement détectables, et la mesure de masse volumique est significative, si l'épaisseur de matériau est supérieure à 20 cm.

CONCLUSIONS

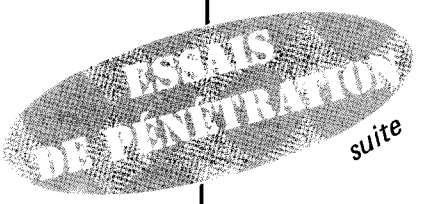
L'adjonction d'un module de mesure de la masse volumique à la pointe pénétrométrique permet de compléter utilement les paramètres géotechniques fournis par un profil de pénétration.

L'identification de certains horizons à résistances de pointes voisines est facilitée, comme dans le cas des sols organiques. La mesure en continu et *in situ* de la masse volumique au niveau d'un volume de sol supérieur à 2 à 3 dm^3 est possible avec une précision de l'ordre de 1 à 2 % sans modification du milieu par la mesure.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

NAZARET J.-P., Adaptation de la pointe électrique LPC sur le bâti du carottier à piston stationnaire, *Bull. liaison. Labo. P. et Ch.*, **72**, juill.-août 1974, p. 11-15.

MÉNARD J. et CARIOU J., *Diagraphies de densité et de teneur en eau. Sondes nucléaires de première génération*, RR LPC, sept. 1978.



Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique

Michel BUSTAMANTE
Docteur-ingénieur

Luigi GIANESELLI
Technicien

Section des fondations
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

L'exécution d'un nombre important d'essais de chargement de pieux en vraie grandeur a fourni les données expérimentales permettant de vérifier la validité des méthodes de dimensionnement basées sur l'interprétation des essais de pénétromètres statiques (CPT).

Les essais de chargements ont été réalisés sur des pieux forés, battus ou injectés (sous haute pression). Plus de la moitié des pieux essayés étaient équipés d'extensomètres amovibles afin de pouvoir mesurer la résistance de pointe et le frottement latéral unitaire.

Les auteurs ont vérifié en particulier la validité de la méthode de prévision de la portance utilisée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées et qui repose sur les propositions de Dinesh Mohan pour le calcul du frottement latéral (coefficient α), et de Begemann pour le calcul de la résistance de pointe (facteur de portance k_c).

Tous les pieux essayés furent chargés jusqu'à la charge limite.

La comparaison des valeurs mesurées et des valeurs de calcul, α et k_c, a conduit à réajuster ces dernières. On notera que l'on a été amené à réduire nettement les valeurs de k_c. L'analyse des résultats obtenus a montré l'importance de la technique d'installation des pieux et de leur influence sur la portance.

Les nouvelles règles de dimensionnement proposées reposent sur une classification originale des sols fonction de la résistance de pointe q_c.

MOTS CLÉS : *42 - Calcul - Portance - Pieu - Essai de pénétration statique - En place - Prévision - Résistance (mater.) - Pied - Frottement.*

La méthode de dimensionnement des pieux à partir des essais au pénétromètre statique présentée dans cet article a été élaborée en 1981. *Depuis cette date, de nouveaux essais de chargement de pieux ont été réalisés sur différents sites et leur interprétation a permis de préciser certains aspects de leur comportement. Ce nouvel apport a conduit les auteurs à modifier la méthode développée ici dans le sens d'une plus grande simplification au niveau de l'utilisation de la méthode, notamment en ce qui concerne le calcul du frottement latéral.*
La nouvelle version de la méthode de dimensionnement à partir des essais au pénétromètre statique fera l'objet d'un prochain article.
NDLR

Bien que la littérature relative à la prévision de la portance des pieux soit abondante, et les méthodes de calcul proposées fort nombreuses, tout paliste averti sait que prévoir la capacité portante de manière à ce que celle-ci soit raisonnablement proche, ne serait-ce qu'à 20% près de la portance réelle, reste toujours très difficile.

Les divergences observées entre portance réelle et portance calculée s'expliquent par le fait que les méthodes de calcul actuelles ont été élaborées à partir de données expérimentales insuffisantes. Les causes essentielles limitant la portée ou la représentativité de la plupart des méthodes de calcul existantes sont les suivantes :

– trop faible nombre de pieux et de techniques de mise en œuvre pris en compte au niveau de l'élaboration de la méthode proposée,

– médiocrité de l'instrumentation ne permettant pas de distinguer la part d'effort repris par le frottement latéral ou par la pointe du pieu,

– méconnaissance totale ou imparfaite de la géométrie des pieux mais aussi des modules équivalents du matériau constitutif,

– enfin, absence de suivi des conditions de confection ou d'installation des pieux.

On distingue, parmi les méthodes de prévision de la capacité portante des pieux isolés, sollicités verticalement, les trois méthodes suivantes :

– les méthodes dites dynamiques reposant sur l'interprétation des données du battage et donc limitées aux seuls pieux battus,

– les méthodes basées sur l'utilisation des paramètres c et φ mesurées en laboratoire sur échantillons supposés intacts,

– les méthodes utilisant les résultats des essais in situ, obtenus à la suite de sondages pénétrométriques de type dynamique (SPT, par exemple) ou quasi statiques (CPT), mais aussi pressiométriques.

Les deux dernières méthodes de calcul (CPT et pressiométrique), énoncées dans les années soixante [1], [2], [3], [4], ont été adoptées en 1972 par le document FOND. 72 [5], auquel on se réfère toujours actuellement en France pour tous calculs de fondations en matière d'ouvrages d'art. Toutefois, à partir de 1964, le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées a entamé une étude systématique de la validité de ces deux méthodes de prévision.

L'exécution d'un nombre important d'essais de chargement en vraie grandeur, après comparaison des portances réelles et calculées, devait fournir les données expérimentales nécessaires au réajustement des deux méthodes citées.

On se limitera ici à ne présenter que les conclusions et propositions relatives à la méthode pénétrométrique statique, la formulation de nouvelles règles relatives à la méthode pressiométrique ayant fait l'objet d'articles récents [6].

DONNÉES EXPÉRIMENTALES ET REMARQUES SUR LES ESSAIS PÉNÉTROMÉTRIQUES (CPT)

Les règles pénétrométriques, proposées par les auteurs de la présente communication, reposent sur l'interprétation d'un ensemble de 197 essais de chargement (ou arrachement) statiques en vraie grandeur dont 172 ont été effectués par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Les essais ont intéressé 96 fondations profondes réparties sur 48 sites, regroupant des sols aussi divers que les argiles, les limons, les sables, les graves ou même les rochers altérés, mais également des vases, des tourbes, des craies plus ou moins altérées, des marnes.

Le tableau I donne un aperçu des différents types de fondations prises en compte. On constate que les pieux forés y sont de loin le mieux représentés, ce qui

TABLEAU I

Types de fondations profondes	Nombre de pieux	Plage des diamètres (cm)	Longueurs des pieux (m)
Forées	55	42 à 150	6 à 44
Battues	31	30 à 64	6 à 45
Injectées	8	11 à 70	10 à 31
Barrettes	1	220 × 60	30
Puits	1	200	12

s'explique par la prédominance actuelle de ce type de fondations en France (environ 68 % du total). Point important, la quasi-totalité des fondations a été mise en œuvre par des entreprises de fondations spécialisées suivant les techniques usuelles de chantier et presque toujours dans le cadre d'essais préalables entrepris pour dimensionner au plus juste les fondations profondes d'ouvrages réels.

En ce qui concerne les pieux forés (tarière, bucket, Hammergrab, trépan, soupape) ceux-ci regroupaient des pieux forés simples, tubés en totalité ou en partie, forés à la boue ou à l'eau claire. Les pieux battus (ou vérinés) regroupaient des pieux métalliques H ou tubulaires à base fermée, en béton armé de section pleine. On notera, toutefois, que les barrettes sont insuffisamment représentées et que certains types de pieux, comme par exemple les pieux tubulaires précontraints ou tubulaires métalliques à base ouverte, n'ont pas pu être essayés pour l'instant. Néanmoins, au niveau des propositions ultérieures, on se prononcera sur leur mode de calcul, considérant que leur comportement peut être assimilé, sans trop de risque, à celui de fondations dont on a pu étudier expérimentalement le comportement.

Sur la presque totalité des sites où ont travaillé les laboratoires des Ponts et Chaussées, soit 39, on s'est efforcé, préalablement à l'installation des pieux ou leur chargement, de réaliser la gamme complète d'essais de reconnaissance des sols : pressiométriques (sonde Ménard) et pénétrométriques statiques. Lorsque le prélèvement d'échantillons intacts était possible, on a tenté de réaliser en laboratoire les essais permettant de déterminer les valeurs de c et de φ.

Le tableau II offre, pour l'ensemble des sites une bonne idée de la faisabilité et de la représentativité des différents types d'essais.

En ce qui concerne les essais en place, le tableau II est très parlant, il montre que :

– quelle que soit la nature du sol et sa compacité, les essais pressiométriques s'avéraient être pratiquement toujours réalisables et exploitables,

– sur 64 % environ des sites, les essais pénétrométriques statiques (CPT) n'étaient pas possibles.

La nature d'une bonne partie des sols rencontrés sur le territoire français, du fait de leur structure complexe (modules ou blocs, cimentations partielles), de leur

TABLEAU II

Types d'essai entrepris (paramètre caractéristique)	Total des sites	Essais effectivement réalisés	Essais jugés exploitables ou représentatifs après coup	Essais considérés partiels ou inexploitables (1)	Essais jugés non réalisables à priori	Essais possibles non réalisés mais offrant la certitude de la représentativité
Pressiomètre Ménard (p_l)	39	37	34	3	0	2
Pénétromètre statique (q_c)	39	21	12	9 (refus)	16 (sols trop raides)	2
Laboratoire (c, φ)	39	16	7	9 (trop grande dispersion)	15	8

(1) La raison principale figurant entre parenthèses.

compacité importante (marnes ou argiles raides, graves et roches altérées) explique les difficultés, voire même l'impossibilité, rencontrées au niveau de la mise en œuvre des essais pénétrométriques statiques (CPT).

PROGRAMME DE CHARGEMENT ET MÉTHODOLOGIE D'INTERPRÉTATION

Tous les pieux essayés étaient axialement sollicités. Dans le cas où un même pieu a fait l'objet de plusieurs essais il n'a été tenu compte que des résultats provenant du premier chargement. Cela pour éliminer l'incidence du facteur temps.

Les fûts de 57 pieux (31 sites) ont été instrumentés dans le but de pouvoir établir, entre autres, la part d'effort reprise par la résistance de pointe et le frottement latéral. Dans la majorité des cas, les pieux étaient équipés d'extensomètres amovibles [7]. Chaque fois que cela a été possible, vu l'incidence de la valeur du module d'élasticité E du matériau constitutif du fût sur l'évaluation des efforts, on a mesuré ce paramètre sur des éprouvettes prélevées directement au sein du fût. De même tous les moyens ont été mis en œuvre pour définir la géométrie réelle du fût.

Autre point important, la totalité des essais réalisés par le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées a été conduite suivant les directives du mode opératoire de l'essai statique des LPC [8].

On rappellera que selon ce document, l'essai consiste à éprouver une fondation par paliers de charges croissants d'égales intensités et durées (60 ou 90 min), sans déchargements intermédiaires (fig. 1 *a*). Au niveau de l'interprétation, il est prescrit de tracer la relation caractéristique $\alpha - Q$ (fig. 1 *b*) de laquelle on déduit la charge critique de fluage Q_C [9], [10].

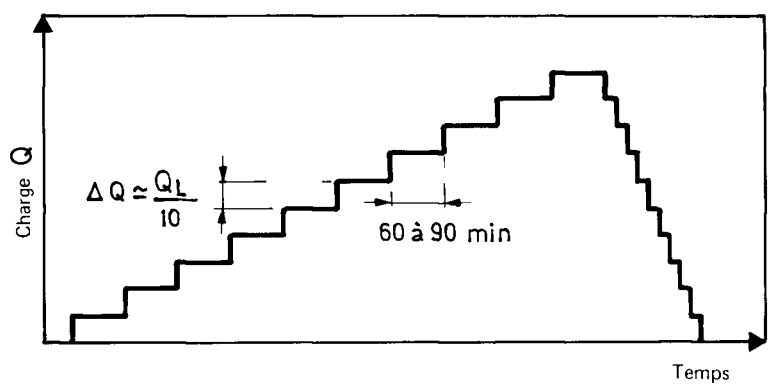


Fig. 1a — Programme de chargement selon le mode opératoire des LPC.

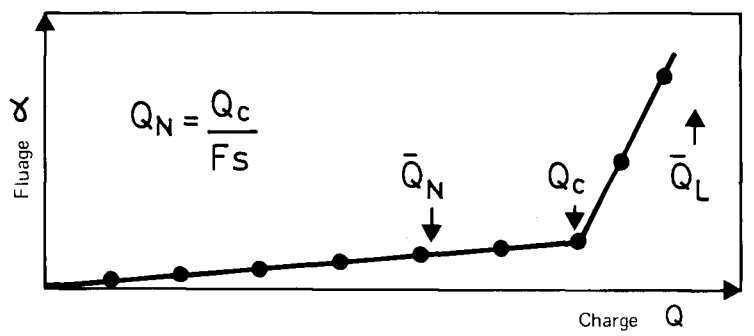


Fig. 1b — Détermination de la charge critique de fluage Q_C.

PRINCIPES DE LA MÉTHODE PÉNÉTROMÉTRIQUE

Il convient, avant de proposer toute nouvelle règle de calcul, de rappeler brièvement les principes sur lesquels repose la méthode pénétrométrique adoptée par le document FOND. 72 [5] mais, rappelons-le, énoncée par Begemann [1] et Van Der Ween [2] pour le calcul de la résistance de pointe et Dinesh Mohan [3] pour le calcul du frottement latéral.

La charge limite calculée Q_L d'une fondation profonde est la somme de deux termes (fig. 2) :

$$Q_L = Q_L^P + Q_L^F \quad \text{(kN)}$$

où :

Q_L^P : résistance limite sous la pointe (kN),

Q_L^F : somme du frottement limite sur toute la hauteur du fût (kN).

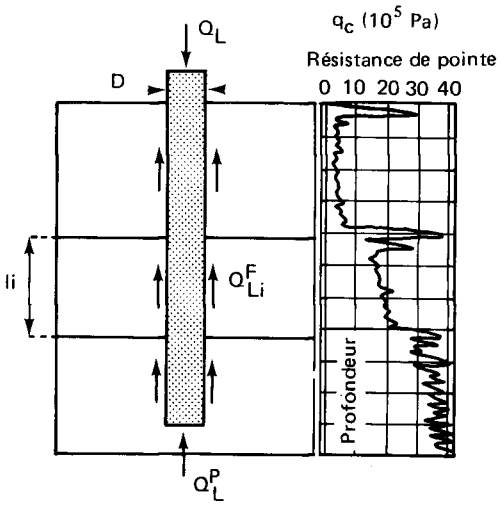


Fig. 2

Dans le cas général d'un multicouche pour lequel on connaît, en fonction de la profondeur, la distribution des résistances de pointe q_c (fig. 2), chacun de ces termes sera calculé à partir des formules ci-après :

$$Q_L^P = q_{ca}\, k_c \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{(kN)}$$

$$Q_L^F = \sum_1^i Q_{Li}^F = \sum_1^i q_{si} \cdot \pi D l_i \quad \text{(kN)}$$

où successivement :

q_{ca} : résistance de pointe équivalente au niveau de la pointe,

k_c : facteur de portance pénétrométrique,

D : diamètre de la fondation (m),

q_{si} : frottement latéral limite unitaire au droit de la couche i (kN/m^2),

l_i : épaisseur de la couche i (m).

La valeur de la charge nominale calculée Q_N du pieu s'obtient en adoptant un coefficient de sécurité de 3 pour la résistance de pointe, et de 2 pour le frottement latéral, soit :

$$Q_N = \frac{Q_L^P}{3} + \frac{Q_L^F}{2} \quad \text{(kN)}$$

PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES DE LA PORTANCE

Comme on peut le constater, ce sont les paramètres k_c et q_{si} qui conditionnent toute la représentativité de la méthode de calcul proposée. Le choix de la valeur moyenne q_{ca} n'est pas non plus sans importance. On définira donc la manière de chiffrer k_c, q_{si}, q_{ca} tout en précisant les conditions et les limites d'application de chacun de ces paramètres.

Résistance de pointe équivalente q_{ca}

Celle-ci correspond en fait à une moyenne arithmétique des résistances q_c mesurées sur une hauteur comprise entre $+nD$, au-dessus de la pointe, et $-nD$ au-dessous de la pointe.

Dans la pratique, le calcul de la résistance de pointe équivalente q_{ca} est effectué en plusieurs temps. Dans un premier temps on procède à une opération de lissage de la courbe des résistances de pointe q_c de manière à supprimer les irrégularités locales de la courbe brute. Pour des raisons de sécurité, on fait alors passer la courbe lissée plus près des creux que des pics de la courbe brute.

Dans un deuxième temps, partant de la lissée on calcule q'_{ca} qui est la moyenne des résistances lissées entre les cotes $-a$ et $+a$ et où $a = 1{,}5\,D$ (fig. 3).

Enfin, la résistance de pointe équivalente q_{ca} est calculée après écrêtage de la courbe lissée. L'écrêtage est conduit de manière à éliminer sous la pointe les valeurs supérieures à 1,3 q'_{ca} alors qu'au-dessus de la pointe on élimine les valeurs supérieures à 1,3 q'_{ca} et inférieures à 0,7 q'_{ca} (fig. 3).

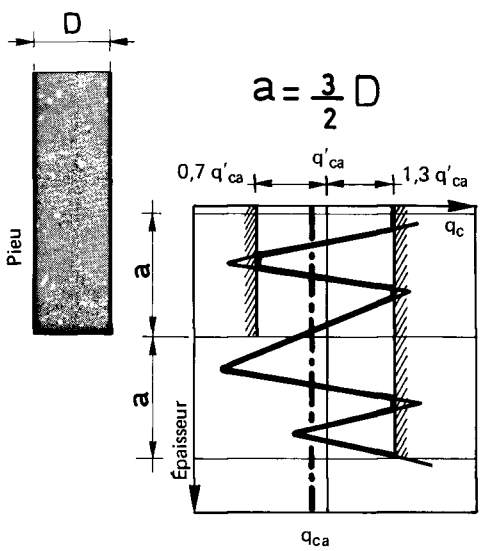


Fig. 3

Il va de soi que l'ensemble des opérations de calcul destinées à déterminer q_{ca} est effectué dans la pratique sur machine.

Facteur de portance pénétrométrique k_c

Les différentes valeurs de ce facteur, établies à partir des essais de chargement en vraie grandeur, sont données dans le tableau III.

TABLEAU III

Méthode pénétrométrique.
Valeurs des facteurs de portance k_c pour le calcul de la résistance de pointe limite Q_L^p.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Facteur de portance k_c	
		Groupe I	Groupe II
Argile mole et vase	< 10	0,40	0,50
Argile moyennement compacte	10 à 50	0,35	0,45
Limon et sable lâche	≦ 50	0,40	0,50
Argile compacte à raide, Limon compact	> 50	0,45	0,55
Craie molle	≦ 50	0,20	0,30
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	0,40	0,50
Craie altérée à fragmentée	> 50	0,20	0,40
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	0,30	0,40

Comme on peut le constater, les valeurs k_c dépendent de la nature du sol et de sa compacité (q_c) mais aussi, et le point est important, des différentes techniques de mise en œuvre des pieux.

Chacune de ces techniques est rattachée à l'un des deux groupes comprenant respectivement [11] :

– *Groupe I*
- les pieux forés simples.
- les pieux forés tubés,
- les pieux forés à la boue,
- les pieux forés à la tarière creuse,
- les micropieux de type I (injectés sous faible pression),
- les puits,
- les barrettes.

– *Groupe II*
- les pieux vissés moulés,
- les pieux battus enrobés (injectés sous faible pression),
- les pieux battus préfabriqués,
- les pieux métalliques battus,
- les pieux tubulaires précontraints,
- les pieux battus pilonnés,
- les pieux battus moulés,
- les pieux en béton foncés,
- les pieux en métal foncés,
- les micropieux de type II (ou pieux de petits diamètres injectés sous haute pression, de diamètres < 250 mm),
- les pieux injectés sous haute pression, de gros diamètre.

En ce qui concerne les pieux battus, et notamment les pieux métalliques battus, tubulaires, précontraints ou en métal foncés, la valeur correspondante de k_c s'applique sans réserve aux pieux à base fermée. Pour les profilés H ou pieux tubulaires à base ouverte, les valeurs k_c du tableau III ne seront retenues intégralement que dans la mesure où l'on pourra démontrer, soit en se référant à des cas analogues, soit de préférence à la suite d'un essai de chargement en vraie grandeur, qu'il y a formation d'un bouchon sous la pointe du pieu, pouvant reprendre l'équivalent des efforts d'une pointe dont la section serait déterminée par le périmètre circonscrit.

On notera que les nouvelles valeurs k_c sont en moyenne deux fois inférieures à celles présentées par le document FOND. 72. En effet, comprises anciennement entre 1,0 et 0,7, les nouvelles valeurs oscillent actuellement entre 0,2 et 0,55. Il est intéressant de constater que cette réduction reflète bien le fait que la part d'effort reprise par la pointe d'une fondation profonde est beaucoup moins importante que ne le laissaient présumer les méthodes de calcul habituelles.

On notera aussi que les valeurs k_c du tableau III sont données pour des longueurs de fiche du pieu au moins égales à la profondeur d'ancrage critique. Pour l'ensemble des cas étudiés, on a vérifié que cette condition était satisfaite.

La figure 4 montre pour quelques cas caractéristiques où se situent les valeurs mesurées k_c par rapport à la plage de valeurs prescrites par le document FOND. 72.

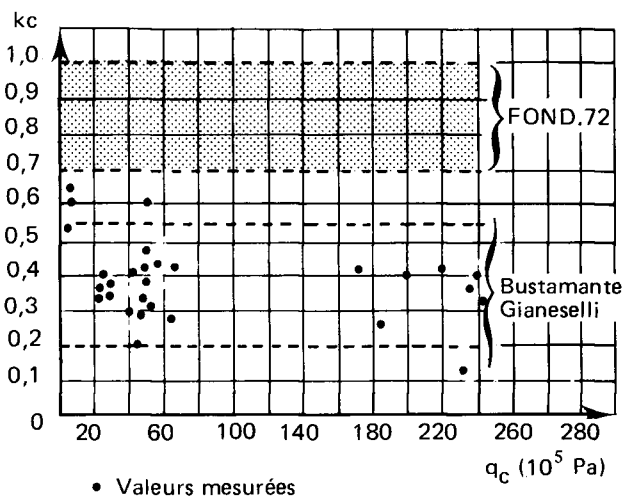


Fig. 4

Frottement latéral unitaire limite q_{si}

Pour chaque couche i, le frottement latéral unitaire limite q_s est calculé en divisant la résistance de pointe q_c correspondant au niveau donné par un coefficient α, lequel permet de tenir compte de la nature du sol

et des modes d'installation ou de confection des pieux :

$$q_s = \frac{q_c}{\alpha}$$

Les différentes valeurs des coefficients α, qui figurent dans le tableau IV, constituent des valeurs moyennes tirées des essais de chargement.

Le tableau IV distingue trois catégories principales de mise en œuvre, dans lesquelles entrent les différents types de pieux :

- *Catégorie I A :*
  - pieux forés simples,
  - pieux forés à la boue,
  - pieux forés à la tarière creuse,
  - pieux vissés moulés,
  - micropieux du type I,
  - puits,
  - barrettes.
- *Catégorie I B :*
  - pieux forés tubés (fût béton ou métal),
  - pieux battus moulés.
- *Catégorie II A :*
  - pieux battus préfabriqués,
  - pieux tubulaires précontraints,
  - pieux béton foncés.
- *Catégorie II B :*
  - pieux métalliques battus,
  - pieux métal foncés.
- *Catégorie III A :*
  - pieux battus enrobés,
  - pieux battus pilonnés.
- *Catégorie III B :*
  - pieux injectés sous haute pression de diamètre supérieur à 250 mm,
  - micropieux du type II.

On notera que les catégories III A et III B figurent directement dans la rubrique des valeurs maximales de frottement unitaire limite q_s à ne pas dépasser. Ces valeurs limites, données d'ailleurs pour tous les types de pieux, s'imposent en raison des dispersions auxquelles peuvent conduire la prise en compte de la résistance de pointe q_c peu représentative (pics correspondant à la présence d'éléments durs localisés, non respect des vitesses de pénétration standardisées, mauvais état des pointes, surpression interstitielle, déviation des tiges de fonçage, etc.) [12], [13].

On notera enfin, qu'en ce qui concerne les valeurs maximales q_s proposées par le même tableau IV, dans certains cas on donne deux valeurs :

– la première correspond à une mise en œuvre n'offrant que très peu de garantie quant à la qualité de l'exécution,

– la seconde par contre, figurant entre parenthèses, correspond à une exécution très soignée et un choix de technologie susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût et capable d'assurer des valeurs de frottement optimales.

C'est ainsi que pour des chantiers importants, où l'on envisage la mise en œuvre d'un nombre important de pieux, il est vivement conseillé de vérifier expérimentalement, par un ou plusieurs essais préalables de chargement en vraie grandeur, s'il n'est pas possible de retenir les valeurs maximales de frottement q_s indiquées au tableau IV. Dans beaucoup de cas, l'adoption des valeurs maximales conduira à des gains qui compenseront, plus que largement, les dépenses occasionnées par la réalisation de pareils essais.

D'une manière générale, au niveau de l'application des valeurs du tableau IV, il n'y a pas lieu de procéder à des abattements pour tenir compte du diamètre du pieu ou plus précisément du rayon de courbure de la fondation. L'analyse de l'ensemble des essais réalisés ne permet pas de conclure que le rayon de courbure ait une quelconque incidence sur la valeur de q_s.

On notera que les valeurs figurant aux tableaux III et IV sont, dans l'ensemble, du même ordre que celles proposées par Philipponnat [14].

TABLEAU IV

Valeurs des coefficients α pour le calcul du frottement limite Q_L^f pour les trois catégories de mise en œuvre.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Coefficient α				Valeurs maximales de q_s (10^5 Pa)					
		I A	I B	II A	II B	I A	I B	II A	II B	III A	III B
Argile molle et vase	< 10	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	–
Argile moyennement compacte	10 à 50	40	80	40	80	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≧1,20
Limon et sable lâche	≦50	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Argile compacte à raide, Limon compact	> 50	60	120	60	120	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≧2,0
Craie molle	≦50	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	100	200	100	200	(1,2) 0,8	(0,8) 0,35	(1,2) 0,8	0,8	1,20	≧2,0
Craie altérée à fragmentée	> 50	60	80	60	80	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,2	1,20	1,5	≧2,0
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	150	300	150	200	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,20	1,20	1,5	≧2,0

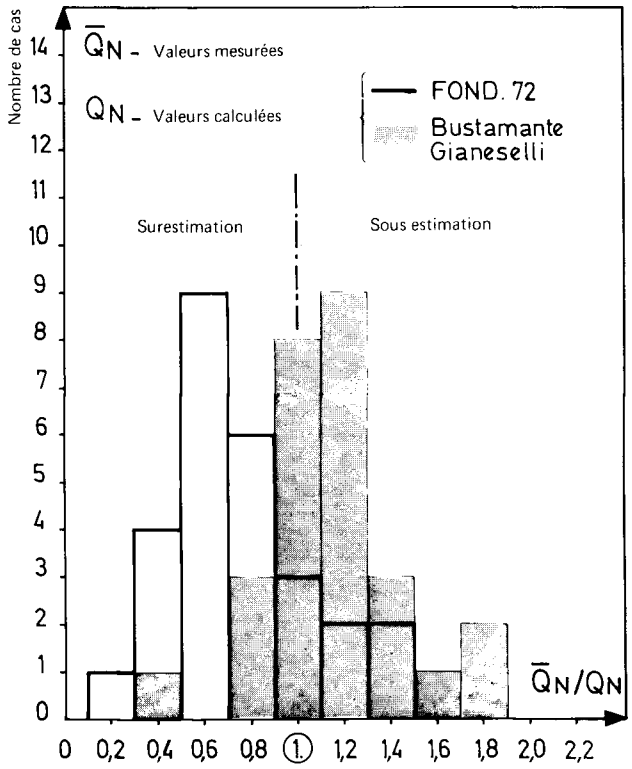


Fig. 5

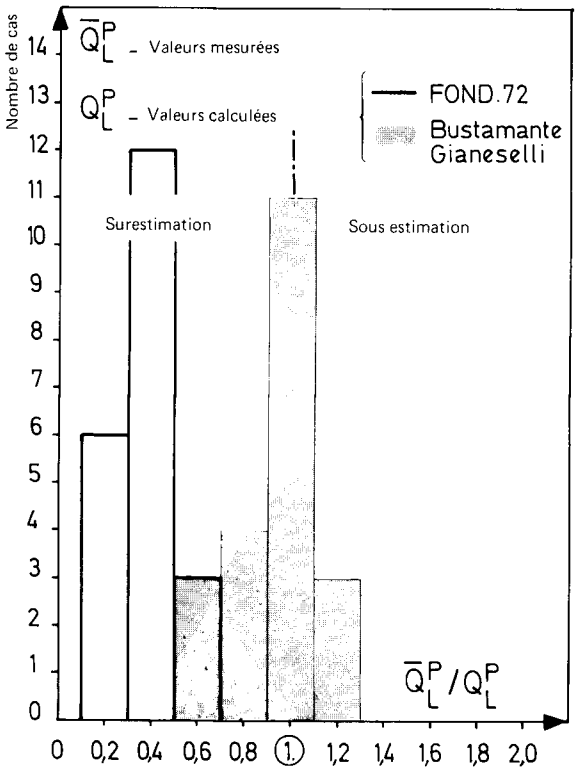


Fig. 6

CONSÉQUENCES DU RÉAJUSTEMENT DES RÈGLES PÉNÉTROMÉTRIQUES

Dans le but de chiffrer l'incidence du réajustement des paramètres caractéristiques k_c et α sur la portance et, en particulier, sur la portance nominale prévisionnelle Q_N, on a comparé les valeurs de celles-ci, calculées d'après les prescriptions du document FOND. 72 et des tableaux III et IV, aux valeurs expérimentales $\overline{Q}_N$ déduites de la charge critique Q_c (*).

La comparaison n'a été effectuée que pour des résultats de pieux sollicités jusqu'à la charge limite $\overline{Q}_L$ et, lorsqu'un même pieu avait fait l'objet de plusieurs chargements consécutifs, pour le premier chargement uniquement.

L'histogramme relatif aux portances nominales (fig. 5) permet de constater un resserrement des valeurs extrêmes et, fait important, une réduction des portances surestimées.

On notera que la prise en compte des nouveaux paramètres, en dépit d'une réduction sensible des facteurs de portance k_c, n'amène pas de sous-dimensionnement systématique des pieux ou, en d'autres termes, à rallonger leurs fiches pour des portances identiques. On constate aussi que les nouveaux paramètres permettent de réduire assez nettement le sous-dimensionnement.

(*) On rappelle que $\overline{Q}_N$ est obtenu en frappant la charge critique de fluage Q_c d'un coefficient de sécurité minorateur égal à 1,4.

La figure 6 met bien en évidence l'incidence du réajustement du facteur k_c sur la résistance de pointe Q_L^P.

Enfin, on constate que, dans l'ensemble, l'adoption de nouvelles valeurs k_c et α conduit à situer les charges prévisionnelles d'un pieu plus près de la réalité que ne permettaient de le faire les règles proposées par le document FOND. 72.

CONCLUSIONS

La réalisation d'un nombre important d'essais de chargement en vraie grandeur, avec mesure de la résistance de pointe et du frottement latéral, a fourni les données expérimentales permettant de proposer une méthode de prévision de la propriété portante des fondations profondes basées sur l'utilisation de la résistance de pointe q_c mesurée au pénétromètre statique CPT.

On a pu toutefois constater que :

– la prédominance de sols compacts, ou à structures complexes, sur le territoire français rendait impossible, dans plus de la moitié des cas, toute mise en œuvre du pénétromètre CPT et, par voie de conséquence, toute application de la méthode de calcul associée;

– dans le cas où l'on disposait d'un profil pénétrométrique, la méthode de prévision associée apparaissait d'une manière générale comme moins fiable que la méthode de calcul basée sur l'essai pressiométrique.

Enfin, le manque ou le trop petit nombre de données relatives à certaines fondations laissent penser que la méthode de calcul proposée reste perfectible, mais que seule la multiplication des essais de chargement en vraie grandeur, réalisés sur fondations profondes dûment instrumentées et selon un mode opératoire normalisé, offrira la possibilité de mieux cerner la réalité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] BEGEMANN H. K., *The use of the static soil penetrometer in Holland*, New Zeland Engineering, févr. 1963.

[2] VAN DER WEEN, *Prévision de la capacité portante d'un pieu à partir de l'essai de pénétration statique*, 4e CIMS, Vol. II, 1957.

[3] DINESH MOHAN, VIRENDRA KUMAR, Load bearing capacity of piles, Geotechnique Inter., *J. Soil Mech.*, Vol. 13, **1**, mars 1963, p. 76-86.

[4] MÉNARD L., Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, **5**, juin 1963, p. 9-28.

[5] FOND. 72, Fondations courantes d'ouvrages d'art, LPC-SETRA, oct. 1972.

[6] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **113**, mai-juin 1981, p. 83-108.

[7] JÉZÉQUEL J.-F., BUSTAMANTE M., Mesure des élongations dans les pieux et tirants à l'aide d'extensomètres amovibles, *Travaux*, **489**, déc. 1975.

[8] PROJET DE MODE OPÉRATOIRE LCPC : l'essai statique de fondations profondes, mai 1972.

[9] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., *Capacité portante des pieux isolés sous charge statique*, Rapp. int. section fondations du LCPC, déc. 1978-1979.

[10] CAMBEFORT H., CHADEISSON R., *Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu*, Proc. 5th Int. Conf. Sol Mech. Found. Eng., 1961.

[11] CSTB, Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, *Doc. Tech. unifié*, **132**, juin 1978.

[12] JÉZÉQUEL J.-F., Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **36**, janv.-févr. 1969, p. 151-160.

[13] AMAR S., BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.-F., NAZARET J.-P., Utilisation du pénétromètre statique dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées, *Ann. ITBTP*, **340**, juin 1976.

[14] PHILIPPONNAT G., Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique, *R. Fr. Géotech.*.

Les essais de pénétration des sols et la prévision du comportement des fondations profondes

Samuel AMAR
Adjoint au chef de la division Géotechnique
Mécanique des sols 1
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Edwin WASCHKOWSKI
Ingénieur
Laboratoire régional de Blois

RÉSUMÉ

Cet article rend compte d'une épreuve de prévision de la pénétrabilité et de la force portante d'un pieu battu dont l'essai de chargement s'est déroulé pendant le second Symposium européen sur les essais de pénétration (ESOPT II) du 24 au 26 mai 1982 à Amsterdam.

Les auteurs présentent les résultats des différents essais de pénétration effectués au préalable sur le site (pénétromètres dynamique et statique, SPT). Ils justifient ensuite les prévisions établies par les LPC à partir des données du pénétromètre dynamique à frottement latéral neutralisé.

Enfin, ces prévisions sont situées par rapport aux résultats expérimentaux tant de battage que de chargement du pieu d'épreuve.

MOTS CLÉS : *42 - Pieu - Battage - Essai de pénétration dynamique - SPT - Calcul - Pénétration - Charge - Prévision - Essai de pénétration statique - Portance.*

Présentation

François BAGUELIN
Directeur technique
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Les reconnaissances de sols pour ouvrages d'art et bâtiments font souvent appel aux essais pénétrométriques. En effet, dans de nombreux cas, ceux-ci permettent de mettre en évidence, simplement et rapidement, la structure du sous-sol : épaisseurs des terrains de diverses natures, hétérogénéité de la zone étudiée. Leur exploitation quantitative, pour le dimensionnement des fondations, est plus hasardeuse : cela peut être dû à la nature du sol, par exemple la présence d'éléments grossiers donne des courbes en dents de scie, difficilement exploitables; cela peut être aussi dû aux limitations intrinsèques de l'appareillage ou du type d'essai : par exemple, avec certains pénétromètres dynamiques, la résistance mesurée peut provenir aussi bien du frottement latéral mobilisé sur le train de tiges que de la résistance de la pointe, comme l'a fort bien montré E. Waschkowski ([1]). A cet égard, il faut reconnaître que la diversité des appareils utilisés et des essais pratiqués a freiné considérablement le développement de méthodes d'exploitation sûres et reconnues.

Consciente de ces difficultés, la Société internationale de mécanique des sols et de travaux de fondations a lancé des tentatives de normalisation des essais de pénétration, d'abord au niveau mondial, de 1957 à 1965, sans succès, puis au niveau européen, où l'essentiel des travaux s'est déroulé de 1974 à 1977. En 1974 eut lieu à Stockholm un symposium européen

([1]) E. Waschkowski, 1979 [1].

sur les essais de pénétration (sigle ESOPT : European Symposium on Penetration Testing), qui permit de réaffirmer la nécessité de la normalisation et de retenir comme principe de travail une participation active des sociétés nationales de géotechnique de la « région Europe ». Celles-ci furent conviées à envoyer des représentants à des journées de travail en 1976 à La Haye. Les travaux aboutirent à la présentation, au IX[e] Congrès de la Société internationale tenu à Tokyo en 1977, de normes recommandées ([2]) *pour quatre essais :*

— l'essai de pénétration au cône (CPT : Cone Penetration Test), de type statique;
— le sondage au pénétromètre dynamique (DP : Dynamic Probing), qui en fait retient deux types d'essai, dits A et B (DPA et DPB);
— l'essai SPT (Standard Penetration Test);
— l'essai de pénétration par charges (WST : Weight Sounding Test), pratiqué essentiellement en Scandinavie.

Cinq ans plus tard, en 1982, à l'occasion du second symposium européen sur les essais de pénétration (ESOPT II), tenu à Amsterdam, les organisateurs hollandais proposaient de mettre à l'épreuve la pratique de ces normes en organisant un concours de pronostics sur la pénétrabilité et la force portante de pieux battus sur le site du symposium. Les terrains avaient été reconnus à l'aide des divers essais de pénétration normalisés et recommandés, les essais de type DPA ayant été réalisés par les Laboratoires de Blois et de Rouen.

Dans l'article qui suit, MM Amar et Waschkowski présentent les pronostics qu'ils ont établis au nom des Laboratoires des Ponts et Chaussées, à partir de l'essai au pénétromètre dynamique de type DPA. Le lecteur constatera de lui-même l'accord excellent entre prévision et réalité pour la force portante, mais également pour la courbe de battage, ce qui représente un exercice moins courant. La prévision des tassements est également très raisonnable, bien que pessimiste. Les courbes de chargement pronostiquées par les divers participants sont d'ailleurs dans l'ensemble assez bonnes et plutôt pessimistes. Il faut remarquer que les conditions de l'expérience se prêtaient bien à une exploitation quantitative des essais pénétrométriques : sols sans éléments grossiers, pieux battus.

L'épreuve proposée permettra sans doute à la communauté géotechnique de progresser dans l'unification des méthodes d'exploitation des essais pénétrométriques. Les travaux se poursuivent activement dans le cadre de la commission ad hoc de la Société internationale.

([2]) Comptes rendus du IX Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 3, pp. 121-152.

INTRODUCTION

Le Comité d'organisation du second symposium européen sur les essais de pénétration (ESOPT II) a proposé aux participants une épreuve concernant la prévision de la pénétrabilité et de la force portante d'un pieu battu en béton précontraint à section carrée de 0,25 m de côté et de 14,8 m de longueur. L'essai de chargement du pieu s'est déroulé au cours du symposium, du 24 au 26 mai 1982 à Amsterdam.

Cet article présente le site expérimental, ses caractéristiques géotechniques, les résultats des essais de battage et de chargement ainsi que leur comparaison avec les prévisions faites par les Laboratoires des Ponts et Chaussées.

DESCRIPTION DU SITE

Le site expérimental retenu était situé à Amsterdam à proximité du Centre des congrès RAI. Les sols ont fait l'objet d'une identification qualitative et ont été soumis à différents essais de pénétration.

Nature des sols

On peut résumer schématiquement la disposition des sols comme suit :

— 0 à 3 m : sable lâche à moyennement dense (remblai),
— 3 à 12 m : alternance d'argile, de tourbe et d'argile sableuse peu consistantes,
— 12 à 17 m : sable dense avec quelques inclusions argileuses.

Caractéristiques mécaniques

Plusieurs essais de pénétration ont été effectués, conformément au plan de la figure 1, et les résultats sont présentés graphiquement ci-après :

— essai au pénétromètre statique, ou CPT (fig. 2), effectué par le Laboratoire de mécanique des sols de Delft (Hollande);

— essai au pénétromètre dynamique à frottement latéral neutralisé, ou DPA_1 et DPA_2 (fig. 3), réalisé par les Laboratoires des Ponts et Chaussées de Blois et Rouen (France);

— essai au pénétromètre dynamique à frottement latéral non neutralisé, ou DPB (fig. 4), exécuté par l'Institut géotechnique suédois;

— essai au carottier battu normalisé, ou SPT (fig. 5), effectué également par le Laboratoire de mécanique des sols de Delft.

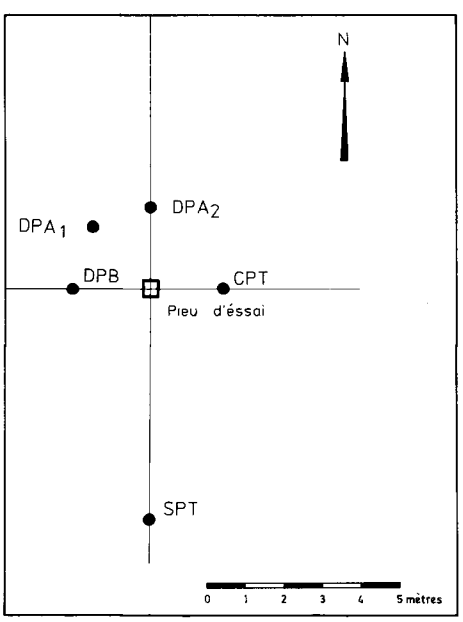


Fig. 1. — Schéma de situation des sondages.

— Le pieu d'essai a été battu au préalable, puis soumis à un chargement pendant le symposium.

— Un second pieu a été seulement battu pendant le symposium à quelques centaines de mètres du précédent.

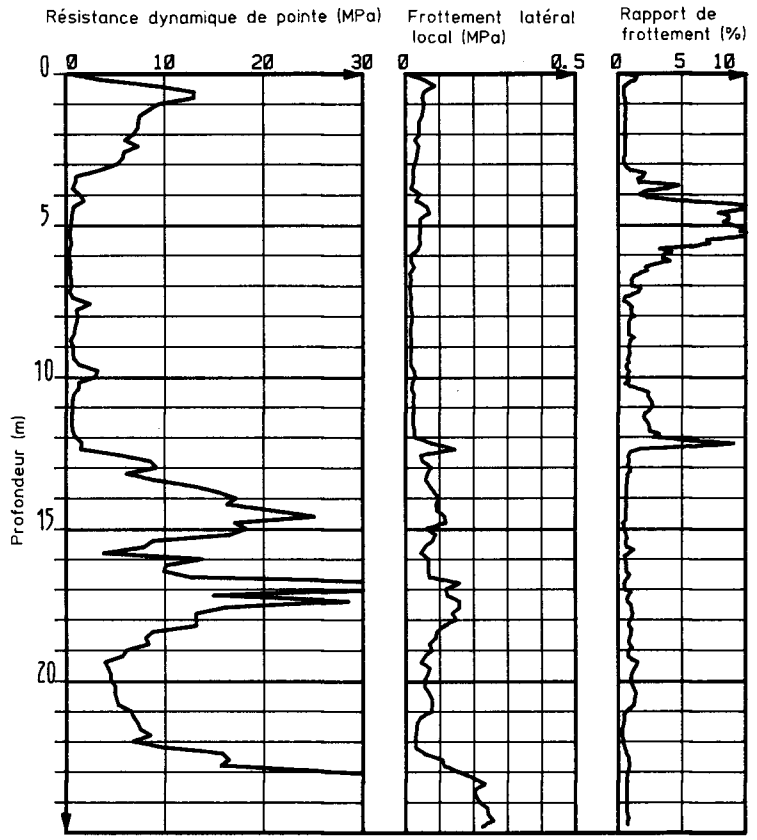


Fig. 2. — Diagrammes de pénétration statique effectuée par le Laboratoire de Delft (sondage CPT).

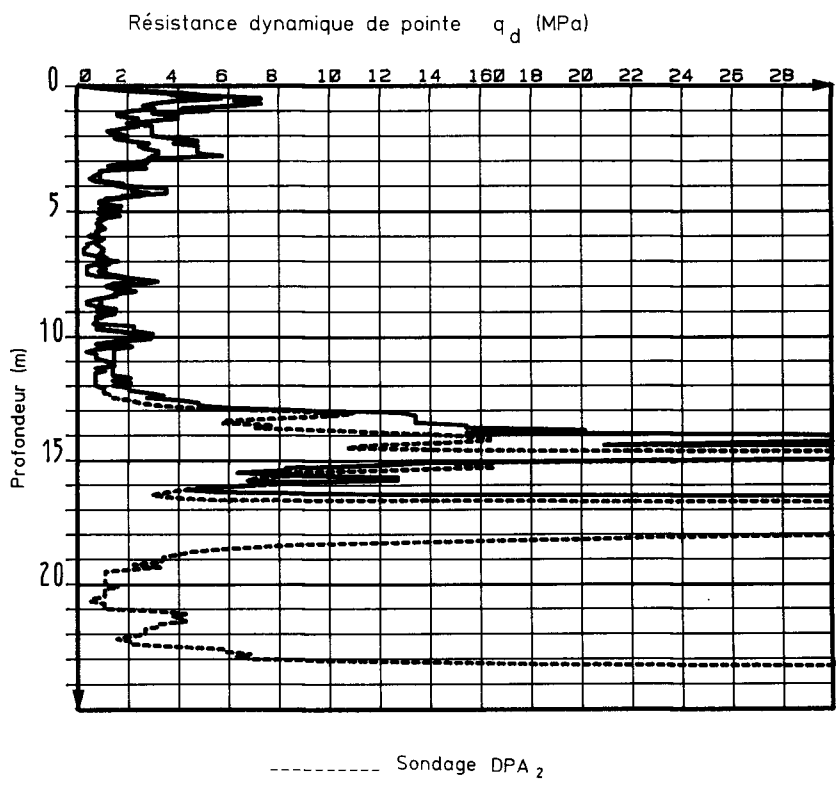


Fig. 3. — Diagrammes de pénétration dynamique à frottement latéral neutralisé, effectuée par les Laboratoires régionaux de Blois et de Rouen.

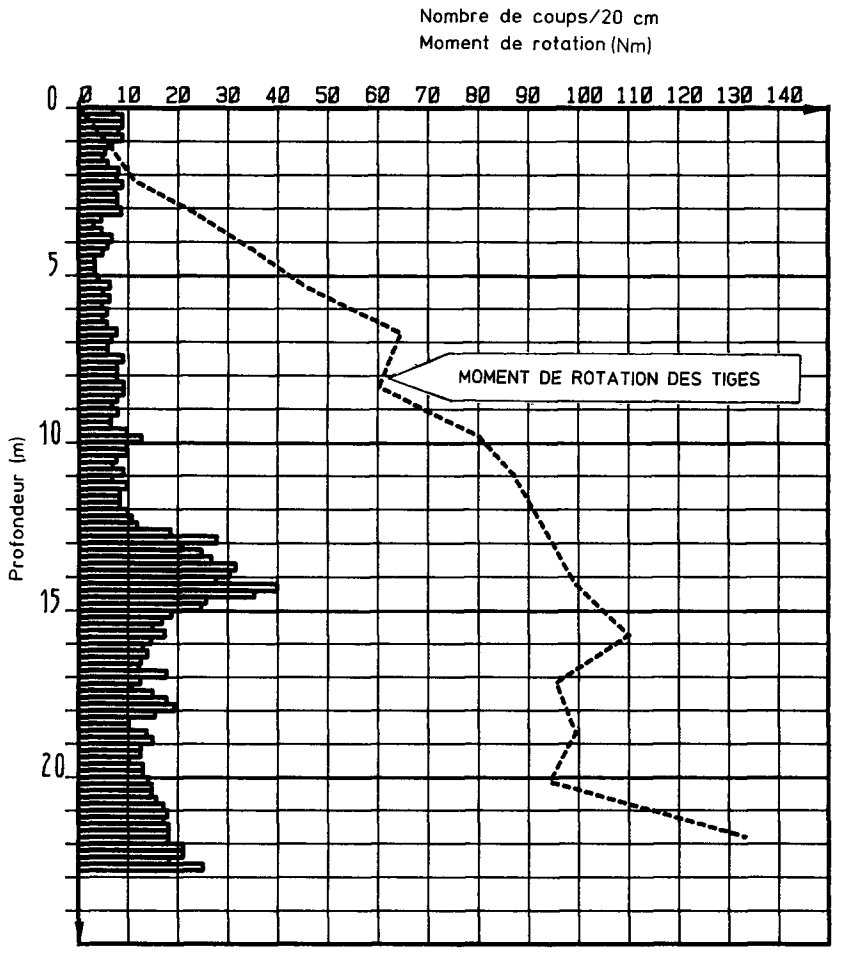


Fig. 4. — Diagrammes de pénétration dynamique à frottement latéral non neutralisé, effectuée par l'Institut géotechnique suédois (sondage DPB).

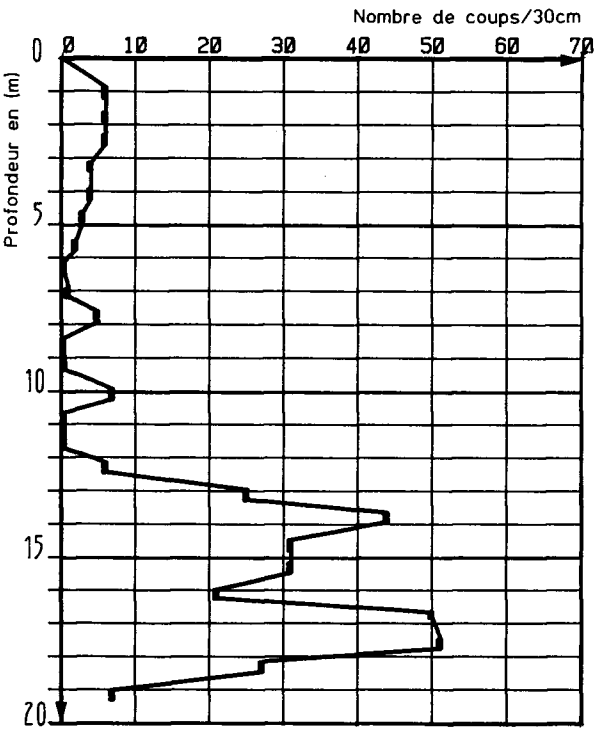


Fig. 5. — Diagramme de pénétration au carottier battu normalisé (sondage SPT), effectuée par le Laboratoire de Delft.

PRÉVISION DU COMPORTEMENT DU PIEU BATTU PAR LES LPC

La prévision du comportement du pieu d'essai impliquait de fournir successivement :

— la courbe de pénétration du pieu lors du battage,
— la force portante ultime,
— la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction des incréments de charge statique.

Il était entendu que tous ces éléments devaient être déduits d'un seul et même type d'essai de pénétration. Nous avons retenu, en ce qui nous concerne, l'essai au pénétromètre dynamique à frottement latéral neutralisé par une injection de bentonite (DPA de la fig. 3) réalisé par les LPC.

Courbe de pénétration du pieu battu

Le battage a été conduit en deux temps pour deux pieux identiques. Le premier pieu fut mis en place environ un mois avant l'essai de chargement et sa courbe de pénétration est donnée sur la figure 6 (1).

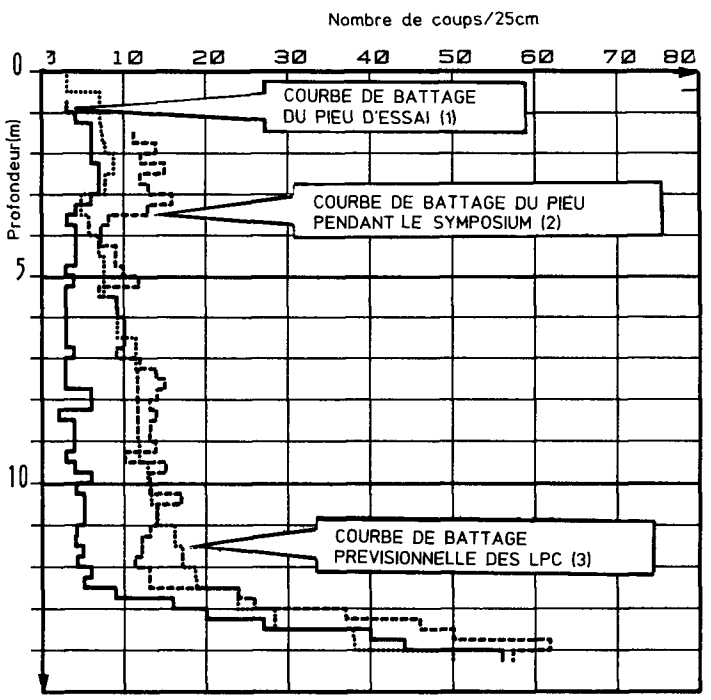

Nombre de coups/25cm
0 10 20 30 40 50 60 70 80
Profondeur(m)
0
5
10
COURBE DE BATTAGE DU PIEU D'ESSAI (1)
COURBE DE BATTAGE DU PIEU PENDANT LE SYMPOSIUM (2)
COURBE DE BATTAGE PREVISIONNELLE DES LPC (3)

Fig. 6. — Courbes expérimentales du pieu battu encadrant la courbe prévisionnelle des LPC.

Un second pieu a été battu pendant le symposium et les résultats sont représentés par le diagramme de la figure 6 (2).

La courbe prévisionnelle des LPC est indiquée sur la figure 6 (3).

Il est à noter que la courbe prévisionnelle des LPC s'inscrit (fig. 6) entre les deux courbes expérimentales obtenues sur le site.

Le battage a été assuré par un mouton diesel à simple effet, type Delmag D.12 (fig. 7). La prévision de la courbe de battage est déduite de celle de l'essai au pénétromètre dynamique mobilisant totalement le frottement latéral [1], en prenant en compte le rapport des énergies de frappe par unité de section droite du pieu et du pénétromètre.

Ainsi, en désignant par :

E_p : l'énergie par coup de mouton fournie au pieu (J)
A_p : la section du pieu (m^2)
N_{p25} : le nombre de coups de mouton sur le pieu pour un enfoncement de 0,25 m
λ_p : le rapport, pour le pieu, de la masse frappante à la masse totale sollicitée par le choc
E_d : l'énergie par coup de mouton fournie au pénétromètre dynamique mobilisant le frottement latéral (J)
A_d : la section du pénétromètre (m^2)
N_{d25} : le nombre de coups de mouton sur le pénétromètre pour un enfoncement de 0,25 m
λ_d : le rapport, pour le pénétromètre, de la masse frappante à la masse totale sollicitée par le choc

on obtient :

$$N_{p25} = N_{d25} \times \frac{A_d}{A_p} \times \frac{E_p}{E_d} \times \frac{\lambda_p}{\lambda_d}$$

Force portante limite du pieu battu soumis au chargement

La force portante limite est la somme de la résistance de pointe et du frottement latéral.

— *Estimation de la force de résistance de pointe*

L'expression de la résistance de pointe s'écrit :

$$Q_p = k_d \cdot q_d \times A_p$$

avec :

Q_p : force de résistance de pointe (kN)
k_d : facteur de portance, caractérisant l'essai au pénétromètre dynamique normalisé
q_d : résistance dynamique de pointe (kPa)
A_p : section du pieu (m^2)

Nous avons retenu une valeur intégrée de q_d dans le voisinage de la pointe du pieu en appliquant la méthode proposée par C. van der Veen :

$$\bar{q}_d = \frac{1}{4{,}5\,B} \int_{z_p-3{,}5\,B}^{z_p+B} q_d(z)\, d_z$$

avec :

B : diamètre du pieu
z_p : cote de la base du pieu

d'où les valeurs de calcul :

k_d = 1 (établi par les LPC, lorsque la pose du pieu est en dessous de la profondeur critique),
$q_d = 95.10^2$ kPa
A_p = 0,0625 m^2

soit :

$Q_p = 1 \times 9\,500 \times 0{,}0625 = 594$ kN

— *Estimation du frottement latéral*

L'expression de la résistance latérale s'écrit :

$$Q_s = q_s \times 4\,B \times D$$

Q_s : résistance latérale totale (kN)
q_s : résistance latérale unitaire (kPa) déduite de la résistance dynamique de pointe
B : largeur du pieu (m)
D : longueur de pieu dans le sol (m)

Les valeurs de calcul, retenues d'après la courbe pénétrométrique DPA_2 et selon les relations établies par les LPC, sont :

q_{s1} = 30 kPa pour D_1 compris entre 0 et 12,5 m
q_{s2} = 80 kPa pour D_2 compris entre 12,5 et 14,3 m
B = 0,25 m

d'où :

$$Q_s = [(30 \times 12{,}5) + (80 \times 1{,}8)] \times 4 \times 0{,}25 = 519 \text{ kN}$$

— *Estimation de la force portante limite*

$$Q = Q_p + Q_s = 594 + 519 = 1\,113 \text{ kN}$$

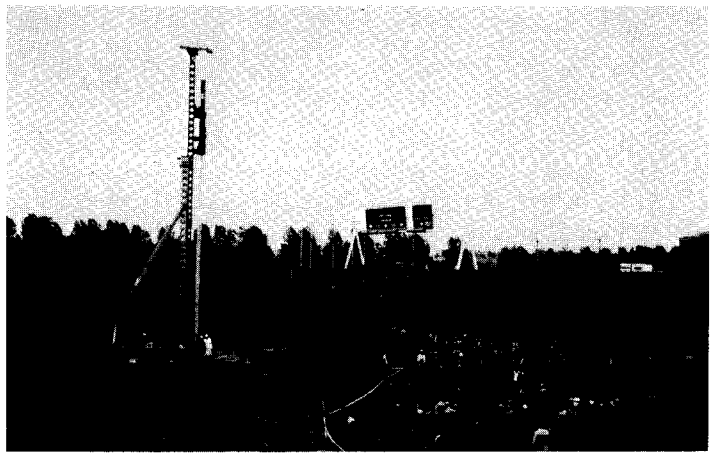


Fig. 7. — Battage de pieu lors du Symposium d'Amsterdam en présence des participants.

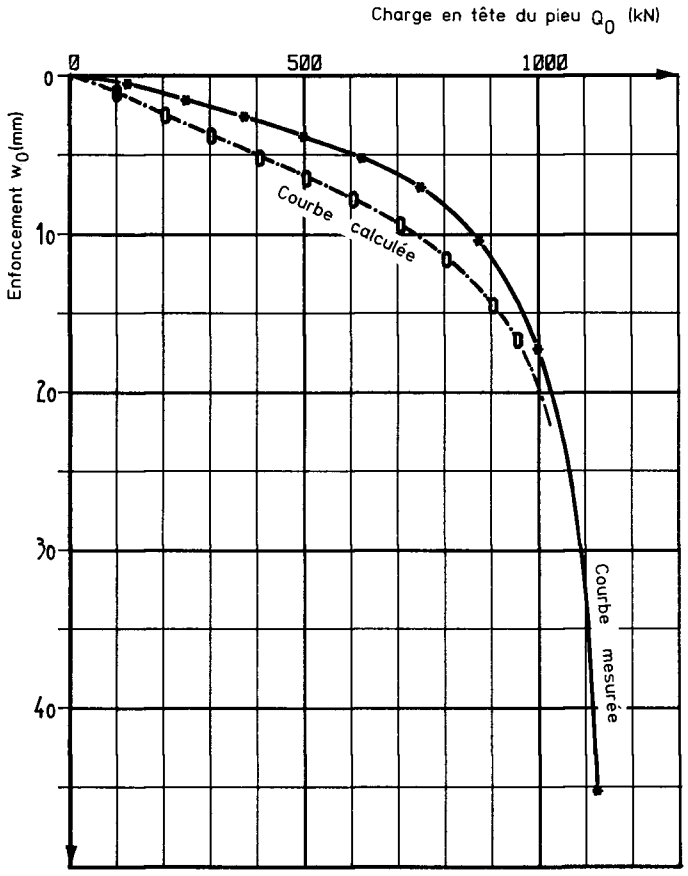


Fig. 8. — Courbe expérimentale de chargement du pieu battu et courbe prévisionnelle calculée par les LPC.

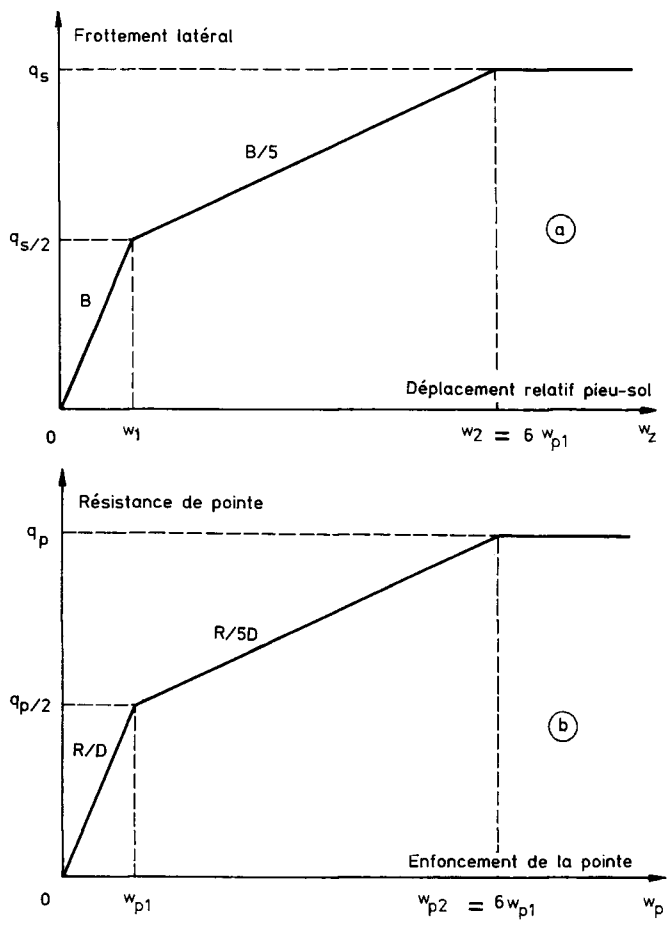


Fig. 9. — Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe.

Courbe de chargement du pieu battu

La courbe prévisionnelle de chargement est donnée sur la figure 8 ainsi que la courbe mesurée. Cette courbe prévisionnelle, qui a été établie à partir de la méthode numérique de Frank et Zhao (1982) [2], permet de prévoir l'ensemble de la courbe de chargement d'un pieu isolé.

Cette méthode prend en compte des lois de mobilisation du frottement latéral variable avec la profondeur (fig. 9*a*) et une loi de mobilisation de l'effort de pointe (fig. 9*b*).

Pour cette application particulière, les valeurs limites (q_s, q_p) retenues sont celles du calcul de la force portante limite du pieu battu, un module d'Young du béton estimé à $E_b = 3{,}9 . 10^7$ kPa; quant aux paramètres B et R, nous les avons exprimés en fonction de q_d, soit $B = 5{,}5\, q_d$ et $R = 24\, q_d$.

La comparaison de la courbe calculée et de la courbe mesurée (fig. 8) est satisfaisante, sachant que la méthode de calcul utilisée fera l'objet de calages ultérieurs complémentaires permettant d'affiner les prévisions.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX DU CHARGEMENT DU PIEU BATTU

Dispositif de chargement et de mesure

Le massif de réaction était constitué d'une cuve disposée sur un chevêtre métallique. La charge sur le pieu était imposée par un vérin d'une capacité supérieure à 2 000 kN. Les enfoncements de la tête du pieu étaient mesurés par nivellement optique de haute précision, l'appareil étant situé à une dizaine de mètres du pieu.

Les déformations le long du pieu ont été mesurées au moyen d'extensomètres amovibles LPC [3], par un technicien que les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont mis à la disposition des responsables hollandais chargés de cet essai de pieu. Sept bloqueurs ont été descendus dans un tube-logement de 52 mm de diamètre, prévu à cet effet; ils ont été positionnés aux profondeurs suivantes : 0, 3, 4, 6, 9, 12 et 14 m. Les deux bloqueurs situés aux niveaux 3 et 4 m n'ayant pas fonctionné d'une manière satisfaisante, il n'a pas été tenu compte des mesures correspondantes pour l'interprétation.

Programme de chargement du pieu

Le programme a été conforme au mode opératoire de l'essai de chargement statique défini par les organismes hollandais. Il comporte des chargements par paliers d'une durée de 1 heure ou 3 heures. Avant de passer au palier suivant, il est procédé à trois cycles de chargement-déchargement, chaque cycle dure 10 minutes et le déchargement est total. Pour chaque palier de chargement, les déplacements en tête sont

mesurés aux temps suivants : 2 min - 10 min - 30 min - 60 min - 120 min - 180 min ainsi qu'en début et en fin de cycle de chargement-déchargement.

Résultats de l'essai de chargement du pieu
Comportement global du pieu

Les résultats de l'essai de pieu font l'objet de différents diagrammes concernant :

— le déplacement de la tête du pieu en fonction des phases de chargement et déchargement (fig. 10),

— la charge en tête et en pointe (d'après les mesures extensométriques) du pieu, en fonction de l'enfoncement de la tête du pieu (fig. 11),

— les courbes d'évolution des enfoncements de la tête du pieu en fonction du logarithme du temps et par palier de chargement (fig. 12),

— la variation des pentes finales des courbes d'évolution en fonction de la charge en tête du pieu pour deux intervalles de temps : 10 et 60 min (fig. 13*a*), et 10-210 min (fig. 13*b*).

L'analyse et l'interprétation des résultats nous conduisent aux remarques suivantes :

1. Les courbes de la figure 13 présentent une partie quasiment linéaire jusqu'au 5e palier, soit jusqu'à une charge en tête de 625 kN, au-delà elles s'incurvent. Selon que l'on prend en compte ou non les cycles de chargement, la charge de fluage Q_f peut être estimée à 760 ou 800 kN.

A notre avis, à partir de 1 100 kN la rupture du pieu peut être considérée comme atteinte. Si l'on considère conventionnellement que la charge de rupture est celle qui correspond à un enfoncement égal au dizième du diamètre du pieu [4], d'après la figure 11 et pour un enfoncement de 3 cm, on obtient une charge limite en tête du pieu égale à 1 100 kN.

Cependant, si l'on retient la définition de la charge de rupture adoptée par les organismes hollandais, à savoir la charge pour laquelle la vitesse d'enfoncement du pieu atteint 10 mm par minute, dans ce cas la charge de rupture serait plutôt de l'ordre de 1 200 kN. Dans la pratique cette définition est délicate car, outre l'obligation d'atteindre la charge de rupture, elle impose un système de saisie des mesures d'enfoncement et ce n'était hélas par le cas pour l'expérimentation considérée.

2. L'examen de l'ensemble des courbes d'évolution des enfoncements de la tête du pieu (fig. 12) montre

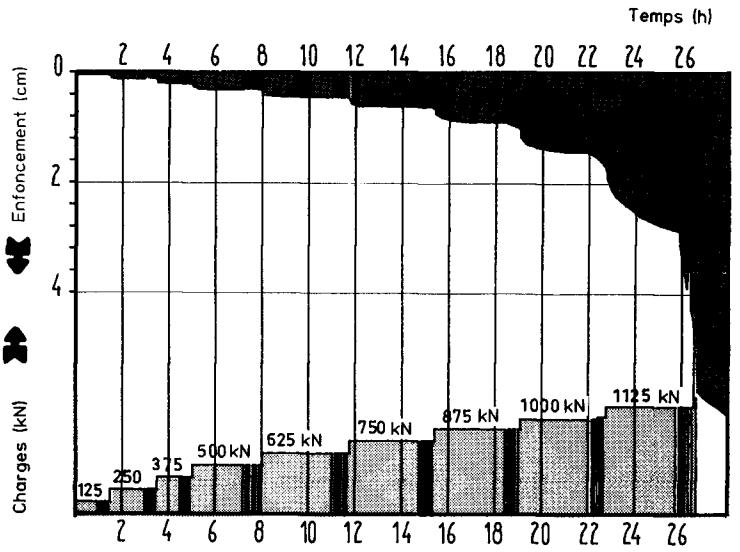


Fig. 10. — Déplacements de la tête du pieu d'essai en fonction des chargements et déchargements.

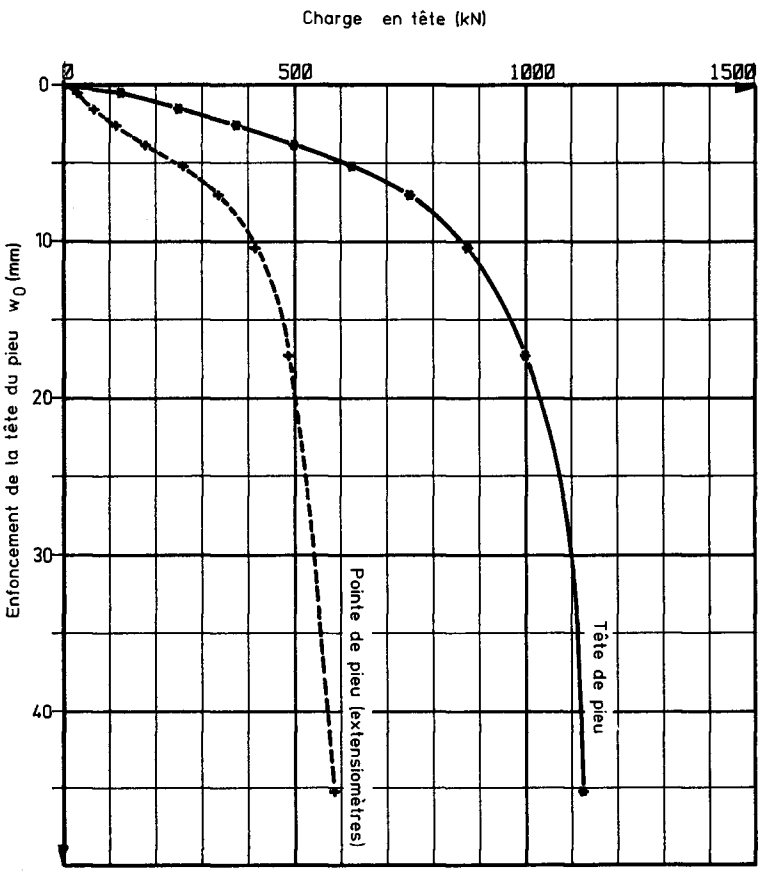


Fig. 11. — Diagrammes donnant les efforts en tête et en pointe du pieu d'essai en fonction de l'enfoncement de la tête du pieu.

que celles-ci traduisent bien l'évolution du fluage du pieu sous les différents paliers de chargement. Ainsi, pour les cinq premiers paliers, la pente de ces courbes est pratiquement constante; par contre, elle augmente notablement pour les paliers suivants et s'accentue très fortement lors des cycles de chargement-déchargement.

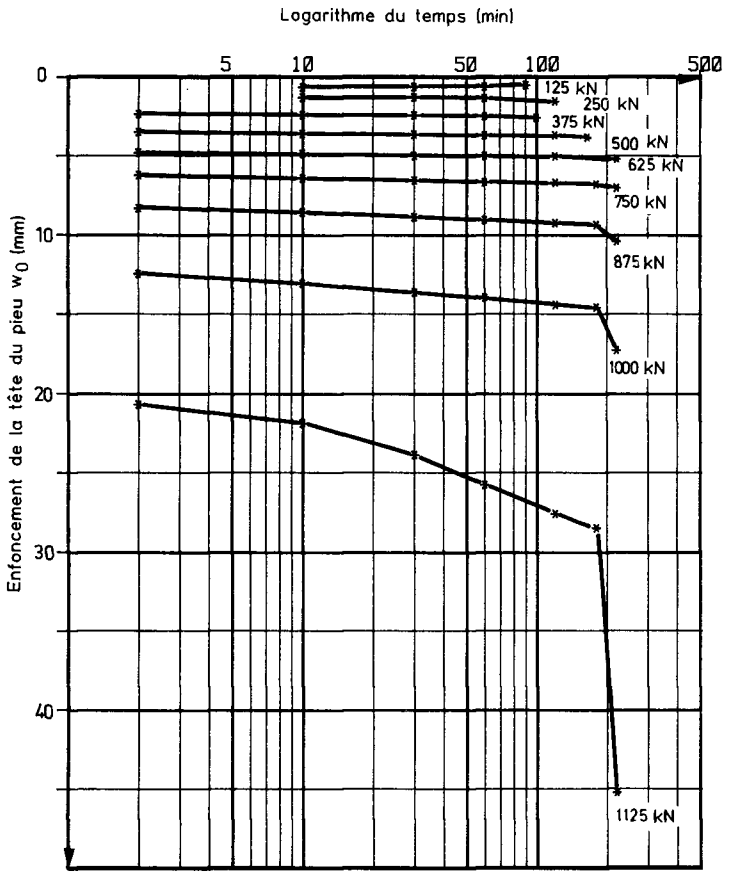


Fig. 12. — Courbes d'évaluation des enfoncements du pieu d'essai par palier de chargement.

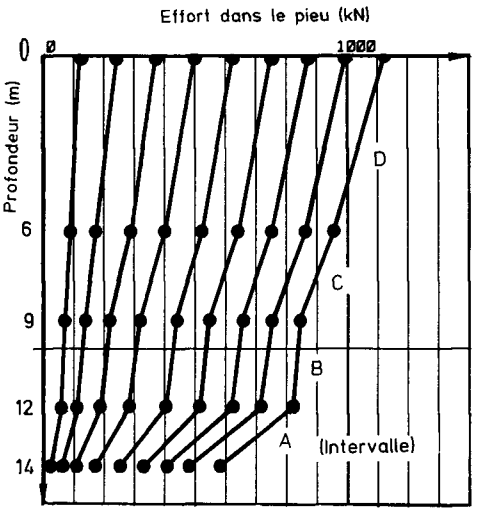


Fig. 14. — Diagrammes de distribution des efforts le long du pieu d'essai pour chaque palier de chargement.

Comportement du fût du pieu

L'exploitation des mesures faites avec les extensomètres amovibles placés le long du fût du pieu a permis de préciser la distribution des efforts le long du pieu (fig. 14). Pour l'interprétation des résultats, il nous a semblé plus réaliste de ne pas tenir compte du bloqueur situé à 13 m de profondeur, car les mesures n'étaient pas physiquement acceptables.

Ainsi, l'analyse des résultats a été faite à partir de quatre niveaux de mesure; le module d'Young du béton du pieu a été pris égal à $3{,}9.10^7$ kPa.

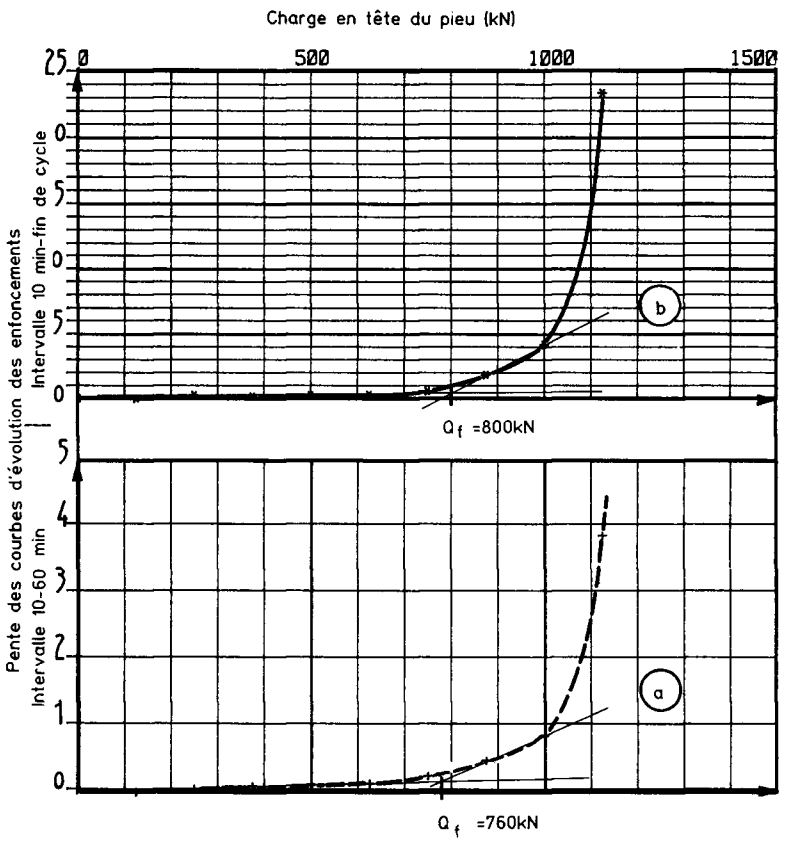


Fig. 13 *a* et *b*. — Évolution des pentes finales des courbes d'évolution des enfoncements en fonction de la charge appliquée.

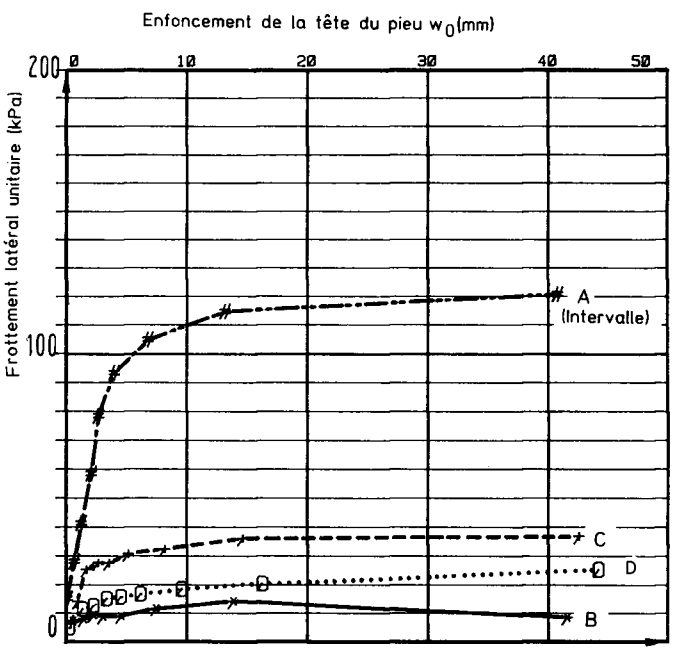


Fig. 15. — Courbes expérimentales de la mobilisation du frottement latéral par le pieu d'essai.

TABLEAU I

Intervalle de profondeur (m)	Nature du sol	q_c (kPa)	q_d (kPa)	$\overline{q_s}$ (kPa)	$\alpha = \frac{q_c}{\overline{q_s}}$	$\beta = \frac{q_d}{\overline{q_s}}$
0-6	sable lâche argile tourbeuse	3 200	2 800	25	128	112
6-9	sable argileux	800	1 000	35	23	29
9-12	argile tourbeuse	1 100	1 600	10	110	160
12-14	sable argileux dense	9 400	10 000	120	78	83

La courbe donnant la distribution des efforts le long du pieu sous la charge de 1 125 kN (fig. 14) montre que l'effort de pointe et le frottement latéral sont pratiquement égaux à 570 kN. La bonne qualité du sol sur lequel reposait la pointe du pieu, comparée à la médiocrité des sols latéraux, explique ce résultat.

Les courbes de mobilisation du frottement latéral (fig. 15) nous paraissent tout à fait classiques, mais elles méritent quelques commentaires.

On note tout d'abord, quel que soit le niveau de mesure, que le frottement limite a été atteint. Par ailleurs, à l'exception du niveau situé entre 12 et 14 m de profondeur, la saturation du frottement latéral a été obtenue pour un enfoncement d'environ 7 mm, ce qui correspond à la charge de fluage, soit 750 kN.

Enfin, si l'on compare les valeurs mesurées du frottement latéral ($\bar{q}_s$) aux caractéristiques de pénétration statique (q_c) et dynamique (q_d) des sols, dans les mêmes intervalles de profondeur, on obtient les valeurs données dans le tableau I ci-dessus.

CONCLUSION

L'initiative des organisateurs hollandais d'ESOPT II, de procéder à des essais de battage et de chargement de pieu et de comparer les résultats expérimentaux avec ceux déduits des différentes méthodes de prévision, a été accueillie avec un vif intérêt par les participants. Les méthodes de calcul devaient être essentiellement fondées sur les essais de pénétration.

La confrontation des prévisions et des résultats expérimentaux (fig. 16) a été pleine d'enseignements.

Elle a montré que, à l'exception de quelques prévisions (20 %) qui sous-évaluaient ou surestimaient la capacité portante du pieu, la majeure partie des estimations (80 %) restait groupée à ± 25 % autour de la valeur expérimentale. Toutefois, dans la décomposition de l'effort de pointe et du frottement latéral, le premier était généralement surestimé avec une valeur moyenne de 750 kN, et le second était sous-estimé avec une valeur moyenne de 350 kN.

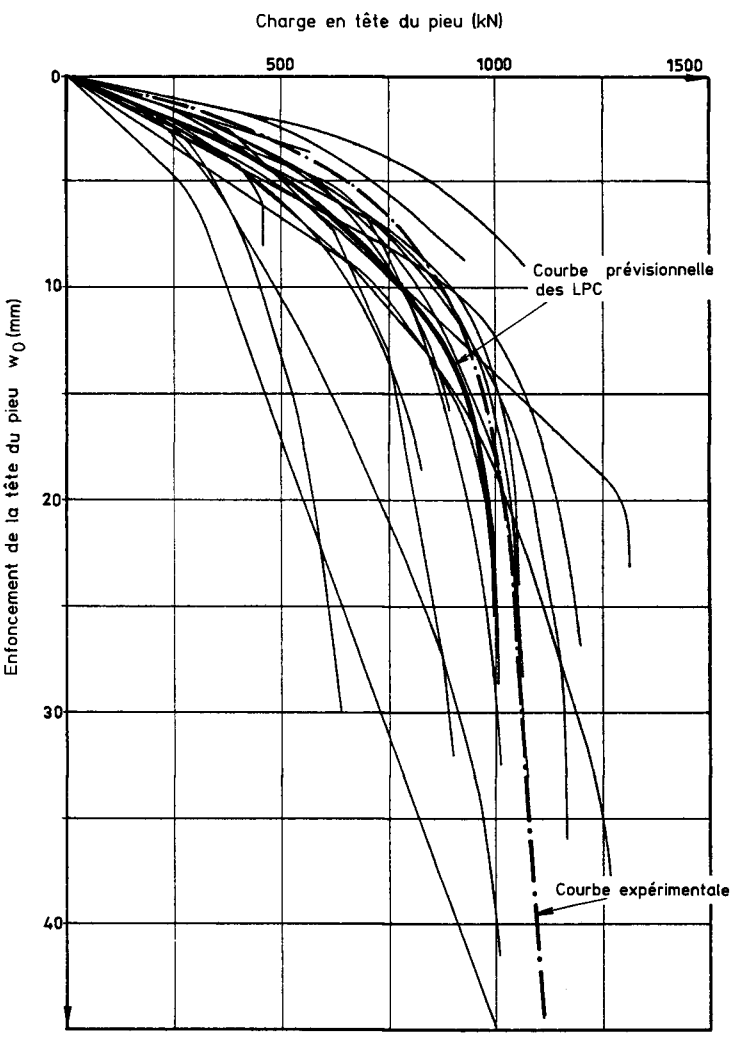


Fig. 16. — Ensemble des courbes prévisionnelles de chargement du pieu d'essai présentées par divers participants, dont les LPC.

Ces résultats encourageants ne doivent pas faire oublier qu'une méthode de calcul aussi élaborée soit-elle doit, au stade de l'application pratique, utiliser des paramètres de sols représentatifs et avoir fait l'objet de nombreuses vérifications expérimentales. Cela est d'autant plus vrai pour les essais de pénétration, dont les méthodes de calcul sont de type analogique, ce qui nécessite de disposer de corrélations bien étayées.

Par ailleurs, nous avons voulu mettre l'accent sur l'utilité d'un appareil d'essais en place à la fois simple et rustique : le pénétromètre dynamique. Celui-ci peut remplacer avantageusement des appareils plus élaborés mais dans des conditions d'utilisation bien définies [5].

Enfin, nos bonnes prévisions du comportement de ce pieu d'essai témoignent de l'efficacité de l'effort de recherche entrepris dans le domaine des essais en place par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis une dizaine d'années [6].

Les essais effectués par les LPC sur le site expérimental d'Amsterdam dans le cadre d'ESOPT II ont été assurés

— *pour les essais au pénétromètre dynamique :*
par R. KERAUDREN *et* J. C. OUVRIL *(Laboratoire régional de Rouen)*
et C. BIGOT *et* J. GIMENEZ *(Laboratoire régional de Blois)*

— *pour l'installation des extensomètres amovibles et des mesures :*
par B. DOIX (LCPC).

Qu'ils soient ici tous remerciés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] WASCHKOWSKI E., (1979), *Étude expérimentale du comportement d'un pénétromètre dynamique,* Rapp. L R Blois.

[2] FRANK R., ZHAO S. R., (1982), Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.,* **119,** mai-juin 1982, p. 17-24.

[3] JÉZÉQUEL J. F., BUSTAMANTE M., (1975), Mesure des élongations dans les pieux et tirants à l'aide d'extensomètres amovibles, *Travaux,* **489,** déc. 1975.

[4] LCPC, (1970), Projet de Mode Opératoire, *Essai statique de fondations profondes,* mai 1970.

[5] AMAR S., NAZARET J. P., WASCHKOWSKI E., (1983), *La reconnaissance des sols et les essais de pénétration,* Symposium international des essais en place, Paris 18-19-20 mai 1983, vol. **2,** p. 177-185.

[6] ESSAIS DE PÉNÉTRATION, (1983) :
— WASCHKOWSKI E., Le pénétromètre dynamique, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.,* **125,** mai-juin, p. 95-103;
— AMAR S., BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J. F., Le pressio-pénétromètre pour la reconnaissance des sols à terre et en mer, p. 21-25;
— LEDOUX J. L., MÉNARD J., SOULARD P., Le pénétro-gammadensimètre, p. 26-28,
Bull. liaison Labo. P. et Ch., **126,** juil.-août;
— BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.,* **127,** sept.-oct., p. 73-80.

Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide de l'essai au pénétromètre statique

Samuel AMAR
Adjoint au chef de la division
Géotechnique - Mécanique des sols 1
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Alain MORBOIS
Ingénieur
Laboratoire régional de l'Ouest parisien

RÉSUMÉ

L'utilisation croissante de l'essai au pénétromètre statique au niveau de la reconnaissance, justifiée par des raisons économiques et de délai, a nécessité la mise au point de méthodes pratiques de dimensionnement des fondations superficielles à partir de cet essai.

On sait que des règles analogues existent pour le dimensionnement des pieux.

Dans cet article, les auteurs exposent la démarche suivie pour atteindre ce but et proposent un certain nombre d'abaques donnant les coefficients de portance en fonction de la catégorie du sol et de l'encastrement relatif D/B.

En ce qui concerne les tassements, les méthodes trouvées dans la littérature sont exposées et commentées.

MOTS CLÉS : *42 - Fondation superficielle - Dimensionnement - Essai de pénétration statique - Abaque - Portance - Sol - Encastrement - Tassement - En place.*

Différentes méthodes de détermination de la charge limite Q_l (ou de la contrainte limite q_l) d'une fondation superficielle existent. Elles sont fondées, soit sur les essais de laboratoire, soit sur les essais en place. Parmi ces derniers, on peut citer les essais pressiométriques, les essais au pénétromètre statique et dynamique, le SPT, etc.

Dans un article récent, Amar et al. [1] ont comparé toutes ces méthodes d'évaluation de la charge limite aux résultats expérimentaux obtenus sur sites réels pour des fondations de 1 m de large. Leur conclusion peut être résumée ainsi :

— la méthode pressiométrique est la mieux adaptée pour estimer q_l ;
— les méthodes pénétrométriques conduisent à des résultats fort variables du fait de l'imprécision des règles d'application et du type de pénétromètre ;
— la méthode c et φ devrait être limitée au cas des sols cohérents ($\varphi = 0$).

L'utilisation croissante de l'essai au pénétromètre statique au niveau de la reconnaissance, justifiée par des raisons économiques et de délai, nous a conduits à préciser ses règles d'utilisation en vue du dimensionnement des fondations superficielles.

DÉMARCHE SUIVIE

La contrainte limite q_l (la contrainte admissible se déduit après application d'un coefficient de sécurité, ici pris égal à 3), est généralement déterminée à l'aide d'une exploitation directe de la résistance statique unitaire du cône q_c (parfois appelée résistance de pointe) du type suivant :

$$q_l = q_0 + \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\beta}$$

avec

q_l contrainte limite sous la fondation,

q_0 contrainte verticale totale due au poids des terres au niveau de la fondation après sa réalisation,

q_c résistance de pointe caractéristique de la couche de fondation,

σ_{v0} contrainte verticale totale due au poids des terres au moment de l'essai,

β facteur empirique, mal connu actuellement et que nous nous proposons justement de préciser dans cet article, en fonction de la nature du sol et des caractéristiques géométriques de la fondation.

La détermination de ce coefficient β par comparaison avec le comportement réel des fondations s'est heurtée au fait que nous ne disposions dans la littérature que de très peu de résultats expérimentaux [1].

Sachant que la méthode pressiométrique conduisait à des résultats satisfaisants, nous l'avons choisie comme référence [2].

La démarche suivie consista donc, sur un certain nombre de sites où un sondage pressiométrique et un sondage pénétrométrique avaient été réalisés à proximité, à égaler les deux valeurs de la contrainte limite déterminées successivement à l'aide des deux méthodes et à en déduire la valeur de β :

$$q_l - q_0 = K(P_l - P_0) = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\beta}$$

soit

$$\beta = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{K(P_l - P_0)}$$

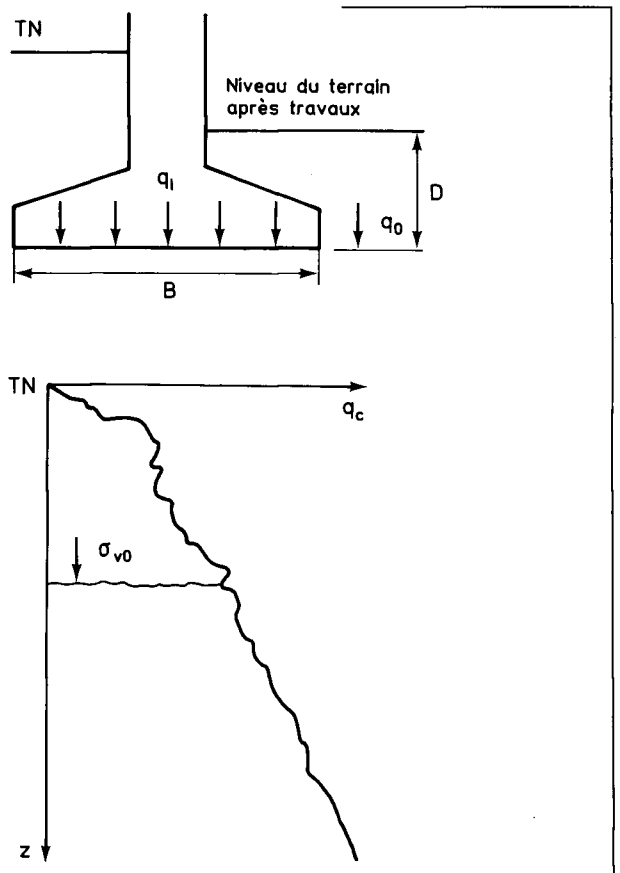


Fig. 1. — Notations.

Les notations sont données sur la figure 1.

Cette démarche avait déjà été utilisée par Amar et Jézéquel [3] qui ont proposé, pour un certain nombre de sols et pour un encastrement donné, les valeurs de β rappelées dans le tableau I.

Le travail présenté dans cet article étend ces résultats à d'autres catégories de sol et pour des valeurs de l'encastrement D/B variable (compris entre 0 et 1,5).

C'est ainsi que soixante-dix sites environ ont été étudiés. Pour chacun d'eux et pour chaque couple de sondages, les calculs ont été effectués dans l'esprit d'un calcul de fondation classique en affectant à chaque couche de fondation possible une valeur de p_l et q_c représentative de la couche étudiée.

TABLEAU I

Valeur de β d'après Amar et Jézéquel [3]
Valable pour une pointe électrique aux normes européennes

Nature du sol	Résistance unitaire q_c(kPa)	Facteur β pour D/B = 1	
		Semelle filante	Semelle carrée
Argile molle à moyennement consistante	0 - 5 000	2,7	1,8
Argile raide à très raide	> 5 000	3,3	2,3
Limon ou sable lâche	0 - 2 500	1,7	1,1
Sable moyennement compact	2 500 - 10 000	3,6	2
Sable compact à très compact	> 10 000	5	2,9

TABLEAU II. — **Catégories de sols**

Catégorie	Nature du sol	Plages des caractéristiques	
		p_l (MPa)	q_c (MPa)
A	Limon, loess, argile et marne peu consistantes	0 - 1,2	0 - 5
B	Argile et marne consistantes	1 - 4	3 - 20
C	Sable lâche ou peu dense	0 - 1	0 - 7
D	Sable et gravier	1 - 3	7 - 40
E	Roche tendre ou altérée — craie et marno-calcaire	0,6 - 3	3 - 40

CATÉGORIES DE SOL

Le classement des sols a été fait par catégorie, en s'inspirant de celui préconisé par L. Ménard [2], mais en y apportant toutefois quelques modifications. Le tableau II résume les catégories retenues et rappelle, pour chacune d'elles, les plages des valeurs de p_l et de q_c correspondantes.

C'est évidemment l'attribution à un sol donné de telle ou telle catégorie qui pourra poser problème à l'ingénieur. L'expérience et la bonne connaissance des sols de la région faciliteront toutefois ce choix.

Pour les sols intermédiaires, on sera parfois amené à choisir une catégorie à cheval entre deux, et on en tiendra compte pour le calcul du coefficient β.

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Le tableau III donne, pour l'ensemble des cas étudiés, la valeur du coefficient β pour un encastrement nul ($K = 0{,}8$).

L'examen de ce tableau montre à l'évidence une grande dispersion des résultats. Cette dispersion peut *a priori* être due aux causes suivantes :

— la variabilité des caractéristiques mécaniques des sols en plan et en profondeur, car les sondages pressiométriques et pénétrométriques n'ont pas été réalisés dans le même forage, mais à proximité ;
— les différences sur les matériels utilisés, principalement au niveau du type de pointe du pénétromètre (électrique ou mécanique).

Il était bien difficile, dans cette étude, de connaître le type de pointe utilisée, mais s'agissant d'essais réalisés par différents laboratoires — et pour certains il y a déjà quelques années — on a pu en déduire que, dans la majorité des cas, ces essais furent réalisés avec un pénétromètre Gouda à pointe mécanique.

A partir de quelques études comparatives entre essais réalisés au pénétromètre à pointe mécanique et à pointe électrique, complétées par les résultats donnés par Jézéquel [4] sur différents types de sols, on a trouvé la relation suivante :

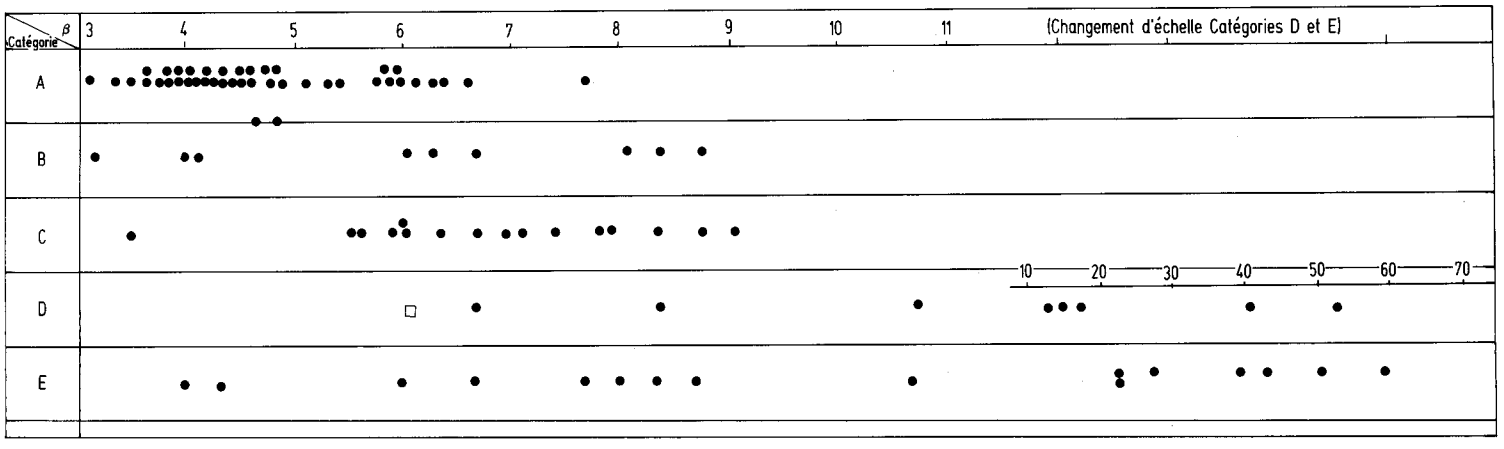
$$\beta \text{ électrique} = \frac{\beta \text{ mécanique}}{1{,}7}$$

et ce pour tous les types de sols, excepté les sables. En ce qui concerne les sables, il y a lieu de distinguer deux cas :

— sable sec β élec ≈ β mécanique

— sable noyé β élec $\approx \dfrac{\beta \text{ mécanique}}{1{,}3}$

TABLEAU III. — **Valeur de β pour tous les types de sols**



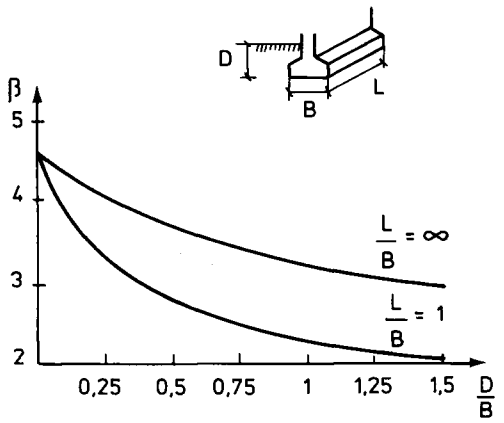


Fig. 2. — Catégorie A : limon, lœss, argile et marne peu consistantes.

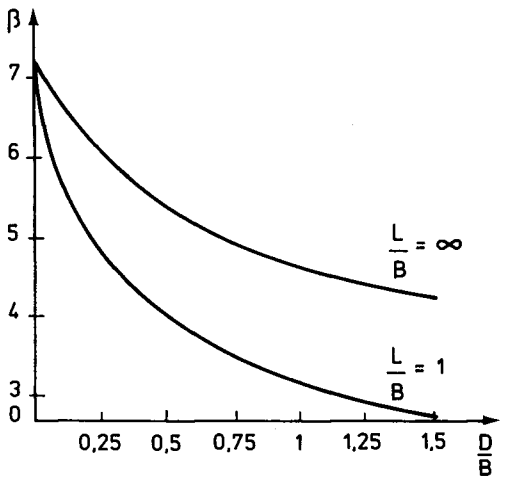


Fig. 4. — Catégorie C : sable lâche ou peu dense.

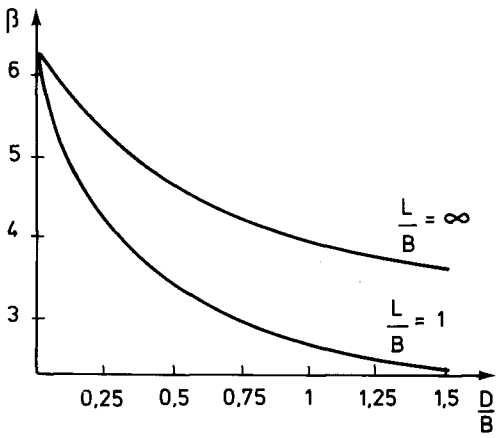


Fig. 3. — Catégorie B : argile et marne consistantes.

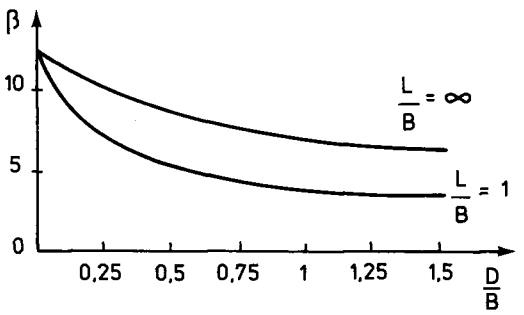


Fig. 5. — Catégorie D : sable et gravier.

Nous présentons, pour chaque catégorie de sol, les courbes donnant la valeur de β (pénétromètre à pointe mécanique) en fonction de l'encastrement relatif de la fondation D/B :

— catégorie A : limon, loess, argile et marne peu consistantes (fig. 2),
— catégorie B : argile et marne consistantes (fig. 3),
— catégorie C : sable lâche ou peu dense (fig. 4),
— catégorie D : sable et gravier (fig. 5).

En ce qui concerne cette dernière catégorie, il s'agit de la catégorie de sol où nous disposions de peu d'essais comparatifs fiables. D'autre part, les caractéristiques de ces terrains sont très variables : p_l de 1 à 3 MPa, q_c de 7 à 40 MPa. La valeur du coefficient β varie, dans les exemples traités, entre 6 et 25 environ. On peut penser que, la résistance de pointe augmentant plus vite que la pression limite, la valeur du coefficient β est fonction des caractéristiques géotechniques (c'est la raison de la distinction des catégories) et qu'elle varie donc à l'intérieur de cette même catégorie D.

La valeur moyenne retenue correspond à un sol dont la résistance de pointe moyenne est de l'ordre de 20 MPa. Par contre, si dans une application q_c variait de manière trop importante (q_c de 5 à 10 MPa ou de l'ordre de 40 MPa), on pourrait appliquer une correction en fonction de sa valeur réelle à l'aide de l'abaque (fig. 6) :

$$\beta' = \beta \cdot \frac{\beta_0}{13}$$

avec

β′ valeur corrigée, recherchée ;
β valeur lue sur la figure 5, en fonction de D/B ;
β_0 valeur lue sur la figure 6.

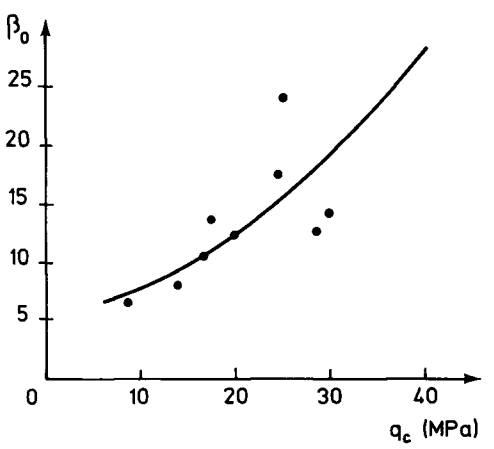


Fig. 6.

Exemples

1. q_c = 40 MPa, semelle filante avec D/B = 0,6.

On négligera σ_{v0} et q_0, compte tenu des valeurs de q_c et q_l.

$$\left.\begin{array}{l}\text{fig. 5 : } \beta = 8{,}3 \\ \text{fig. 6 : } \beta_0 = 28{,}3\end{array}\right\} \quad \beta' = \frac{8{,}3 \times 28{,}3}{13} = 18 ;$$

$$q_l = \frac{40}{18} = 2{,}2 \text{ MPa} ;$$

au lieu de $q_l = \frac{q_c}{\beta} = 4{,}8$ MPa.

Il faut remarquer que pour les fortes valeurs de q_c le taux de travail admissible qui se déduit de q_l est bien souvent supérieur à la valeur requise par le projet.

2. q_c = 8 MPa, semelle filante avec D/B = 0,6.

$$\left.\begin{array}{l}\beta = 8{,}3 \\ \beta_0 = 7{,}3\end{array}\right\} \quad \beta' = \frac{8{,}3 \times 7{,}3}{13} \neq 4{,}7 ;$$

$$q_l - q_0 \neq \frac{q_c}{\beta'} = 1{,}7 \text{ MPa} ;$$

au lieu de $q_l - q_0 \neq \frac{q_c}{\beta} = 0{,}96$ MPa.

Pour cette catégorie de sols regroupant les roches tendres ou altérées, les sols composites tels que les marno-calcaires, la craie, on peut rencontrer le même problème que précédemment (catégorie D). La figure 7 correspond à un sol ayant une résistance de pointe de l'ordre de 12 MPa.

Pour les cas où elle s'éloignerait trop de cette valeur on pourra, de la même façon que précédemment, appliquer la correction suivante :

$$\beta' = \beta \cdot \frac{\beta_0}{10}$$

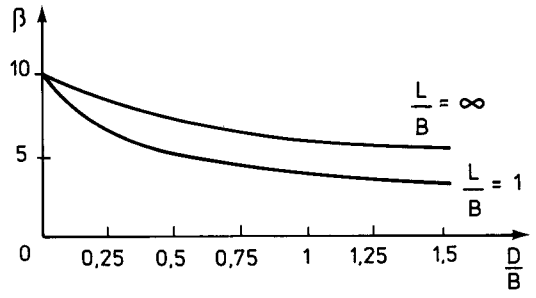


Fig. 7. — Catégorie E : roche tendre ou altérée, craie et marno-calcaire.

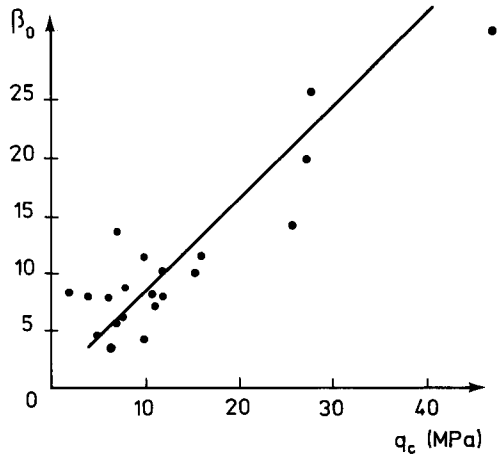


Fig. 8.

avec

β' valeur corrigée, recherchée ;
β valeur lue sur la figure 7, en fonction de D/B ;
β_0 valeur lue sur la figure 8.

VÉRIFICATIONS

Nous avons voulu comparer les résultats obtenus par cette méthode $q_l(\beta)$ avec ceux obtenus expérimentalement (q_l mesuré) [5], ainsi qu'avec les prévisions faites par les auteurs (tableau IV).

TABLEAU IV

	Fondation		p_l (MPa)	q_c (MPa)	Prévisions auteurs		$q_l(\beta)$ (kPa)	q_l mesuré (kPa)
	D/B	B/L			q_l (p_l) pressiomètre (kPa)	q_l (q_c) pénétromètre (kPa)		
Jossigny			limon	cat. A				
a)	0,1	1	0,5	1,2	502	778	313	400
b)	0,5	1			690	773	434	400
Lognes	1,15	1	argile 0,78	(A ou B) 3	1 326	1 939	1 385 B à 1 011 A	400 (*)
Labenne	0,7	1	0,9 sable	4 C	1 486	1 556	1 142	900

(*) Comme l'indiquent les auteurs, la faiblesse de q_l mesuré s'explique par le remaniement subi par le sol de fondation avant l'essai.

On peut remarquer au vu de ces valeurs que la méthode proposée permet, tout au moins pour ces trois cas, de resserrer les écarts, d'une part entre les différentes méthodes de prévisions, d'autre part avec les valeurs mesurées. Il y aurait lieu de compléter ce genre de vérifications.

Enfin, la figure 9 rassemble les différents abaques et permet de visualiser l'évolution du coefficient.

CALCUL DES TASSEMENTS

Plusieurs auteurs ont proposé des formules reliant la résistance unitaire de cône q_c à des paramètres de compressibilité des sols en distinguant le cas des sables de celui des argiles.

Sables

En ce qui concerne les sables, De Beer [6] propose une relation entre la constante de compressibilité C et la résistance unitaire q_c :

$$C = \frac{3}{2} \cdot \frac{q_c}{q_0}$$

q_0 étant la contrainte totale verticale au point considéré.

Pour calculer ensuite le tassement, il propose d'utiliser la formule de Terzaghi qui s'écrit :

$$s = \int_0^h \frac{1}{C} 2{,}3 \lg \frac{q_0 + \Delta\sigma}{q_0} \, dh$$

De Beer considère que cette formule donne des tassements surestimés et conclut que le problème est résolu si le tassement ainsi obtenu est admissible pour la superstructure. S'il n'en est pas ainsi, alors il faut avoir recours à des essais de sols mieux adaptés.

D'autres auteurs proposent de relier q_c au module d'élasticité E des sables, et ensuite de calculer les tassements par les formules classiques de l'élasticité, du genre :

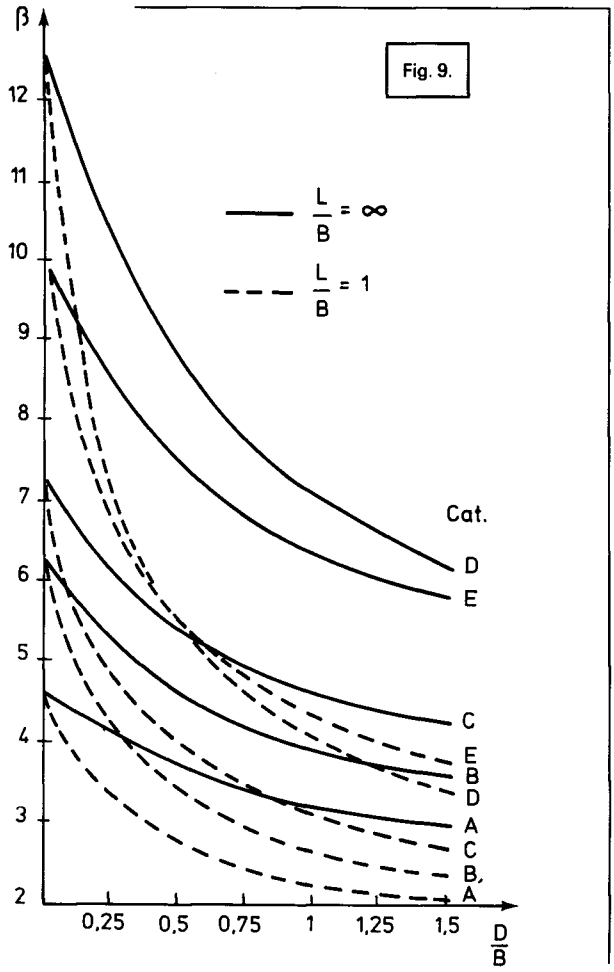
$$s = C \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot B$$

avec

C coefficient qui dépend de la forme de la fondation,
ν coefficient de Poisson,
E module d'Young,
q contrainte appliquée par la fondation,
B largeur de la fondation.

Schmertmann, cité par de Ruiter [7], donne les relations suivantes :

— fondation carrée : $E = 2{,}5\, q_c$
— fondation filante : $E = 3{,}5\, q_c$



Contrairement à Schmertmann, qui a fait des expérimentations sur modèles réduits en cuve, d'autres chercheurs [8] travaillant sur sites réels ont abouti aux relations suivantes :

$$E = \alpha q_c$$

avec

$\alpha = 1{,}5$ pour les sables dont $q_c > 4\,500$ kPa ;
$2 < \alpha < 5$ pour sables peu denses ;
$1\,500 < q_c < 3\,000$ kPa.

D'autres types de relations ont été testés, par exemple celles qui lient le module pressiométrique E_M à la résistance unitaire q_c. Une fois E_M ainsi déterminé, on suppose le sol homogène et caractérisé par E_M et le calcul du tassement se fait alors par la méthode préconisée par Ménard [2].

Van Vambeke et al. [9] et Amar et al. [10] proposent les relations suivantes pour les sables $E_M/q_c = 1{,}5$ [9].

Dans la référence [10], on trouve :

$E_M/q_c = 1$ à $0{,}7$ pour les sables graveleux denses à très denses,

et

$E_M/q_c = 5$ à 2 pour les sables limoneux.

Un autre auteur [11] propose :

$E_M/q_c = 3$: sable dense,
$E_M/q_c = 1{,}5$: sable peu dense.

Argile

Il a été déjà montré combien il est illusoire de vouloir déterminer les tassements d'une fondation superficielle reposant sur de l'argile à partir de q_c [12]. Là aussi des méthodes indirectes et assez grossières ont été proposées par différents auteurs ; on les examinera plus loin. Toutes ces méthodes ne peuvent servir qu'au stade d'un avant-projet pour avoir une idée, assez grossière il est vrai, des tassements attendus.

Dans l'étude d'Amar et Jézéquel (1972), une courbe présentant les variations de l'indice de compression C_c en fonction de q_c est donnée. Un point important de cette courbe semble être le suivant : si $q_c > 1\,200$ kPa, C_c est généralement inférieur à 0,2. Par contre, si $q_c < 1\,200$ kPa, C_c peut prendre n'importe quelle valeur entre 0,1 et 6.

D'autres relations ont été proposées entre le module d'Young et q_c [8]. On a :

$E = \alpha q_c$

$5 < \alpha < 10$ pour les argiles molles ($q_c < 1\,000$ kPa)

$2 < \alpha < 5$ pour les argiles dont q_c est compris entre 1 500 et 3 000 kPa.

On a aussi tenté de relier E_M, module pressiométrique, à q_c.

Dans la référence [9] on trouve les valeurs suivantes de E_M/q_c :

— argile surconsolidée 6 ;
— argile normalement consolidée 4,5 ;
— limon non saturé 1,5.

Que peut-on dire en conclusion sur l'estimation du tassement des fondations superficielles à partir des essais au pénétromètre statique ?

Le nombre important des relations proposées montre à l'évidence que celles-ci ne sont ni générales, ni suffisamment précises et encore moins définitives. Il convient donc de les utiliser avec discernement : elles doivent servir de « sonnette d'alarme » indiquant s'il y a un problème de tassement ou non.

La plus grande prudence est demandée quand on doit y avoir recours dans le cas de fondations sur des sols argileux.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Amar S., Baguelin F., Canepa Y., Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, *Ann. ITBTP*, sept. 1984.

[2] Ménard L., *Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques*, CR VI^e congr. int. de mécanique des sols et travaux de fondations, Montréal, 1965, p. 295-299.

[3] Amar S., Jézéquel J.-F., Propriétés mécaniques des sols déterminées en place, *Techniques de l'ingénieur*, **C. 220**, p. 1-18, 1978.

[4] Jézéquel J.-F., Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch.*, **36**, janv.-févr. 1969, p. 151-160.

[5] Amar S., Baguelin F., Canepa Y., Frank R., *Comportement à long terme des fondations superficielles. Prévisions et observations*, Congr. de San Francisco, 1985, vol. 4, p. 2155-2158.

[6] De Beer E. E., *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand*, Proceed. of a Symposium held at Duke University, April 1965.

[7] De Ruiter J., *The static cone penetration test. State of the art report*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[8] Paunescu M., Agnet Gruia, *Some aspects concerning the study of foundation soils using cone penetration test*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[9] Van Vambeke A., D'Hemricourt J., *Correlation between the results of static or dynamic probings and pressuremeter tests*, ESOPT II, Amsterdam, 1982, vol. 2.

[10] Amar S., Nazaret J.-P., Waschkowski E., La reconnaissance des sols et les essais de pénétration, Symposium int., *Essais en Place*, Paris, 1983, vol. 2, p. 177-185.

[11] Van Wieringen J. B. M., *Relating cone resistance and pressuremeter test results*, ESOPT II, Amsterdam 1982, vol. 2, p. 951-955.

[12] Amar S., Jézéquel J.-F., Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **58**, mars-avril 1972, p. 97-108.